



MODELAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS

RUI FILIPE AMORIM RIBEIRO

Novembro de 2015



MODELAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS

RUI FILIPE AMORIM RIBEIRO

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em
Engenharia Civil — Ramo de Estruturas

Orientador: Engenheiro Paulo Guedes

Supervisores: Engenheiro Adelino Alves e Engenheira Marisa Ferreira

OUTUBRO 2015

Aos que me apoiaram

ÍNDICE GERAL

RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
AGRADECIMENTOS	ix
CAPITULO 1 - INTRODUÇÃO.....	29
CAPITULO 2 - APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO	33
CAPITULO 3 - VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	67
CAPITULO 4 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO	106
CAPITULO 5 - MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	121
CAPITULO 6 - ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO	136
CAPITULO 7 - CONCLUSÕES	212
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	213
ANEXO A	215
ANEXO B	243
ANEXO C	248
ANEXO D	267

RESUMO

O presente relatório refere-se ao trabalho desenvolvido durante o período de estágio curricular enquadrado no ciclo de estudos do Mestrado em Engenharia Civil do ISEP, Instituto Superior de Engenharia do Porto. O estágio desenvolveu-se ao longo de seis meses, desde Fevereiro até Julho de 2015, na empresa FASE S.A., em ambiente de gabinete, para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil.

Durante o período de estágio foram desenvolvidos projetos de estabilidade de estruturas metálicas e de betão armado, desde a fase de conceção, pré-dimensionamento, modelação numérica e análise de resultados, dimensionamento final, até à produção das peças desenhadas e escritas constituintes de um projeto de estruturas. Foi possível analisar e dimensionar estruturas através de programas de cálculo automático e ferramentas de cálculo que serão referidas no presente relatório.

Neste relatório será descrita pormenorizadamente a elaboração de um projeto em betão armado em todas as suas vertentes. Apresentam-se também as metodologias de cálculo empregues.

No culminar, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

Palavras-chave: Estágio Curricular, Estruturas de Betão Armado, Pré-esforço, Projeto Estrutural.

ABSTRACT

This report refers to the work undergone during the traineeship period that is part of the Master's course of Civil Engineering in ISEP, Institute of Engineering of Porto. During a six months period, from February to July 2015, structural engineering practice has been developed at the engineering company FASE, S.A., in a daily office environment, in order to get the degree of Master in Science (Msc) in Civil Engineering .

The work developed included structural analysis and designs of both steel and reinforced concrete structures, from the conceptual stage, preliminary sizing, through to numerical modelation and behaviour analysis, final design and production of drawings and documents that form part of the structural project as a whole. Usage of automatic structural programs and in-house calculation tools has been made, that will be described later on.

This report will describe in detail the preparation of the structural project for reinforced concrete in its several aspects. Calculation methods employed will also be presented.

In the final part, some general conclusions arising from the work done will be described.

Keywords: Internship, Reinforced Concrete Structures, Pre-tensioning Structural Design.

AGRADECIMENTOS

Nesta fase final deste ciclo de estudos gostaria de deixar algumas palavras de agradecimento a pessoas e entidades que de algum modo me têm apoiado na sua concretização:

- Em primeiro lugar ao Engenheiro Diogo Ribeiro, pois foi graças ao seu incentivo e seus conhecimentos que abracei este desafio.
- Ao ISEP, pela criação dos protocolos com as várias empresas, pois a oportunidade de realização deste estágio revelou-se de facto uma fabulosa experiência tanto ao nível técnico como ao nível pessoal.
- À minha namorada Alessia, pelo seu apoio e incentivo nesta fase e pela opinião decisiva para escolha da FASE S.A. como empresa de estágio.
- Ao Engenheiro Paulo Guedes, orientador do estágio, pelos meios que colocou ao meu dispor, bem como a oportunidade de desenvolver os meus conhecimentos.
- Agradeço de forma especial, ao Engenheiro Adelino Alves, da FASE S.A., que para além de excelente profissional e excelente ser humano, sempre me orientou e ajudou, estando sempre disponível para o esclarecimento de dúvidas com explicações detalhadas acerca de todos os aspetos envolvidos em qualquer problema em particular.
- Aos Engenheiros César Santos, Duarte Afonso, Luís Pinho, Maria João Pinho, Maria João Silva, Marisa Ferreira (orientadora), Nuno Pinheiro, da FASE S.A., todos do ramo de estruturas, pela forma como me receberam, pelos ensinamentos e discussões proporcionadas, que muito contribuíram para a minha evolução.
- Queria também lembrar alguns colegas do ramo da hidráulica e infraestruturas, Engenheiros Raquel Neto, Heitor Maia, Graça Azevedo, Diogo. Os arquitetos João Lucas e Luísa Cruz todos também da FASE S.A., pela excelente receção e companheirismo sempre revelado, facilitando desde o primeiro segundo a minha integração;
- A todos os meus amigos criados no ISEP pela amizade e incentivo demonstrados.

ÍNDICE DE TEXTO

ÍNDICE GERAL	vi
RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
AGRADECIMENTOS	ix
ÍNDICE DE TEXTO	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
ÍNDICE DE QUADROS	xxv
CAPITULO 1 - INTRODUÇÃO	29
1.1 Enquadramento do estágio	29
1.2 Apresentação da empresa	30
1.3 Trabalho desenvolvido durante o estágio	31
CAPITULO 2 - APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO	33
2.1 Introdução	33
2.2 Caracterização	33
2.2 Solução estrutural	35
2.3 Caracterização geotécnica	38
2.4 Regulamentação	41
2.5 Ações	42
2.5.1 Ações Permanentes	42
2.5.2 Ações Variáveis	44
2.5.2.1 Ação variável sobrecarga	44
2.5.2.2 Ação variável Vento	45

2.5.3	Ação Sísmica	54
	Coeficiente de comportamento.....	57
2.5.4	Impulso de Terras	62
2.6	Materiais	65
CAPITULO 3 - VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA		67
3.1	Estados limites	67
3.1.1	Estados limites últimos	67
3.1.1.1	Combinações	68
3.1.1.2	Verificação aos estados limite últimos	69
3.1.2	Estados limites de utilização.....	92
3.1.2.1	Combinações	92
3.1.2.2	Verificação aos estados limites de serviço	93
3.1.3	Verificações de segurança à ação sísmica e análise modal	97
3.1.3.1	Estado limite último	97
3.1.3.2	Limitação de danos.....	99
3.1.3.3	Análise Modal	100
CAPITULO 4 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO		106
4.1	Introdução.....	106
4.2	Lajes	106
4.2.1	Laje do piso	106
4.2.2	Laje da cobertura	111
4.2.3	Laje em consola	112
4.3	Vigas	113
4.3.1	Viga V1-0 (Piso) / Vigas V2-0 (Cobertura)	113
4.4	Pilares.....	113

4.5	Lajes de escada	116
4.6	Muros cave	119
CAPITULO 5 - MODELAÇÃO NUMÉRICA		121
5.1	Introdução	121
5.2	Método dos elementos finitos	122
5.2.1	Definição básica do método dos elementos finitos	122
5.2.2	Enquadramento histórico.....	122
5.2.3	Tipos de Elementos finitos	123
5.2.4	Funcionamento do método.....	124
5.2.5	Formulação dos elementos finitos	128
5.2.6	Etapas da análise via MEF.....	129
5.3	Robot Structural Analysis.....	130
5.4	Elementos Estruturais.....	130
5.4.1	Elementos de barra (pilares e vigas)	130
5.4.2	Elementos de casca (lajes e paredes).....	131
5.5	Validação do modelo	132
5.6	Ações.....	133
5.6.1	Ações verticais.....	133
5.7	Combinações de ações consideradas	135
CAPITULO 6 - ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO		136
6.1	Análise modal	136
6.1.1	Resultados da análise modal	137
6.2	Análise sísmica	143
6.2.1	Estado limite de utilização - Limitação de danos	143
6.3	Dimensionamento	144

6.3.1	Laje da cobertura	144
6.3.1.1	Verificação da deformação.....	144
6.3.1.2	Verificação para estados limite últimos	154
6.3.2	Laje do Piso	169
6.3.2.2	Verificação para estados limite últimos	171
6.4	Vigas	180
6.4.1	Viga V1-0.....	180
6.4.1.1	Flexão.....	180
6.4.1.2	Esforço transverso	183
6.4.1.3	Deformação	186
6.4.2	Viga V1-C.....	186
6.4.2.1	Flexão.....	186
6.4.2.2	Esforço Transverso	188
6.4.2.3	Deformação	190
6.4.3	Viga V2-C.....	190
6.4.3.1	Flexão.....	190
6.4.3.2	Esforço Transverso	191
6.4.3.3	Deformação	192
6.5	Pilares.....	192
6.6	Paredes/Muros	198
6.7	Fundações	202
6.7.1	Cálculo.....	203
6.7.1.1	Tensões no terreno e percentagem de sapata ativa.....	205
6.7.1.2	Verificação ao esforço transverso	206
6.7.1.3	Verificação ao punçoamento.....	207

6.7.1.4	Cálculo de sapatas de muros/paredes	207
6.7.1.5	Cálculo das vigas de fundação.....	210
CAPITULO 7 - CONCLUSÕES.....		212
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		213
ANEXO A		215
Relatórios geológicos e geotécnicos.....		215
ANEXO B		243
Esforços em Pilares (Combinação Condicionante)		243
ANEXO C		248
Verificação de segurança em sapatas.....		248
ANEXO D		267
Desenhos estruturais.....		267

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Estruturas metálica, a) Exemplo de “Pipe pack” desenvolvido; b) Estrutura metálica de suporte de grupos hidráulicos.	31
Figura 2 - Edifício em betão armado desenvolvido em V.F de Xira.....	32
Figura 3 – Planta da cave.....	33
Figura 4 – Corte longitudinal do edifício.	34
Figura 5 - Planta do piso.....	34
Figura 6 - Planta da Cobertura	34
Figura 7 – Corte transversal do edifício	35
Figura 8 – Planta estrutural do Piso	36
Figura 9 – Planta estrutural da cobertura	36
Figura 10 – Apoio rígido sob forma de consola curta	37
Figura 11 – Corte longitudinal do edifício	37
Figura 12 - Planta de sondagens e área de implantação do edifício (delimitação a vermelho).	39
Figura 13 – Coeficiente de exposição dependente da altura acima do solo (z) e do tipo de terreno (EC1-1-4)	47
Figura 14 - Altura de referência Z_e em função de h e b, e correspondente perfil de pressão dinâmica (EC1-1-4)	49
Figura 15 – Localização das zonas para cálculo de C_{pe} (EC1-1-4).....	51
Figura 16 - Sentido convencionado da orientação do vento, X e Y.....	52
Figura 17 – Materialização da ação do vento na direção X	54
Figura 18 – Enquadramento tectónico de Portugal [11].....	54
Figura 19 – Forma do espectro elástico (EC8)	57

Figura 20 – Análise comparativa entre espectros elásticos e de cálculo para as ações sísmicas Tipo 1 e II	58
Figura 21 - Materialização do impulso de terras.....	65
Figura 22 - Diagrama de tensões e extensões e posição do eixo neutro, x [3]	71
Figura 23 - Distribuição retangular de tensões e posição do eixo neutro [3]	72
Figura 24 Diagrama de tensões e extensões e posição do eixo neutro, x [3]	74
Figura 25 - Diagramas de interação $M_{Rd}-N_{Rd}$ em flexão composta [3]	76
Figura 26 - Relação entre esforços N_{Ed} e M_{Ed} no dimensionamento [3]	77
Figura 27 - Modelo treliça (EC2)	78
Figura 28 - Fluxograma de análise ao esforço transversal [3].....	81
Figura 29 - Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas [EC2]	82
Figura 30 - Perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido $u1^*$ [EC2]	84
Figura 31 - Valores recomendados para β [EC2]	84
Figura 32 - Distribuição de tensões tangenciais [3].....	85
Figura 33 - Perímetro do contorno de controlo de referência reduzido $u1^*$ para pilar de bordo com excentricidade paralela ao bordo, e_{par} . [3]	87
Figura 34 - Contorno de controlo para pilares interiores [3]	89
Figura 35-Fluxograma para o cálculo do punçoamento em lajes [3]	90
Figura 36 - Fluxograma para o cálculo do punçoamento em sapatas [3]	91
Figura 37 – Princípio do método da sobreposição modal (12).....	102
Figura 38 - Elementos dimensionais de uma laje fungiforme aligeirada [2]	107
Figura 39 - Molde Perdido da Laje de cobertura.....	112
Figura 40 - Características Geométricas da Laje de Cobertura	112
Figura 41 – Área de influência dos pilares da cave	114
Figura 42 - Área de influência dos pilares do piso.....	114

Figura 43 - Reações e esforços na escada	117
Figura 44 - Deformação da escada (mm)	118
Figura 45 – Sistema estrutural de apoio dos muros de cave	119
Figura 46 - Modelo Tridimensional	122
Figura 47 – Tipos de elementos finitos, a) Lineares; b) Laminares; c) Tridimensionais [4]	124
Figura 48 - Exemplo de uma malha de elementos finitos [9]	124
Figura 49 - Exemplo: elemento finito de 4 e 8 nós [9]	125
Figura 50 - Refinação crescente da malha [6]	126
Figura 51 – Graus de liberdade (GL) por elemento finito.	127
Figura 52 – a) Pormenor da Viga e b) Incremento da Rigidez.....	131
Figura 53 - Modelo de cálculo das lajes	131
Figura 54 - Características laje da cobertura	132
Figura 55 - Localização da escada	134
Figura 56 - Inserção das ações da escada sobre a laje de piso, no caso de carga PP	134
Figura 57 - Conversão da carga para massa segundo o EC8.	136
Figura 58 – Deformada do 1º modo de vibração, a) Vista superior e b) Vista lateral	138
Figura 59 - Deformada do 2º modo de vibração.....	139
Figura 60 - Deformada do 3º modo de vibração.....	139
Figura 61 - Momentos de inércia das paredes dos topos	140
Figura 62 - Deformada do 1º modo de vibração sem considerar diafragma rígido.....	141
Figura 63 - Deformada do 2º modo de vibração sem considerar diafragma rígido.....	141
Figura 64 - Deformada do 3º modo de vibração sem considerar diafragma rígido.....	142
Figura 65 – Deformação elástica instantânea da Laje da cobertura (mm)	144
Figura 66 - Equilíbrio de forças de pré-esforço.	149
Figura 67 - Reações de apoio por metro de laje	150

Figura 68 - Materialização do auto-equilíbrio do pré-esforço	151
Figura 69 - Deformação da Laje da cobertura (mm) considerando a ação do pré-esforço.	151
Figura 70 - Momentos MYY na laje de cobertura.....	154
Figura 71 – Disposição de blocos de aligeiramento	155
Figura 72 - Diagrama de momentos da nervura mais esforçada	155
Figura 73 – a) Corte A-A2 sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado	157
Figura 74 - Momentos MXX na laje de cobertura	158
Figura 75 - Nervuras na direção transversal.....	159
Figura 76 - Perfil do diagrama de momentos ao longo da banda maciça.	159
Figura 77 – a) Corte A-A1 sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado	160
Figura 78 - Esforço transverso na laje de cobertura, tendo em conta os efeitos do pré-esforço.....	161
Figura 79 – a) Posição dos cabos de pré-esforço; b) Valor do esforço transverso na transição viga-banda maciça, não considerando os efeitos do pré-esforço	162
Figura 80 - Esforço transverso atuante nas nervuras, considerando os efeitos do pre-esforço.....	163
Figura 81 - Caminho de cargas nos pilares de bordo da cobertura.....	165
Figura 82 – a) Esforço axial em pilares e b) Esforço de corte na viga próxima	165
Figura 83 – Armadura de punçoamento adotada	168
Figura 84 - Deformação da Laje do piso (mm)	169
Figura 85 - Deformação da Laje exterior em consola (mm), a) laje suportada por muros de 20 cm; b) laje suportada por muros de 30 cm;	170
Figura 86 - Momentos MYY na laje do piso.....	171
Figura 87 – a) Corte sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado	171
Figura 88 - Momentos MXX na laje do piso.....	173

Figura 89 – a) Corte sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado	173
Figura 90 - Momentos MY _Y na laje em consola.....	175
Figura 91 – Perfil longitudinal dos momentos ao longo da zona de apoio.....	176
Figura 92- Esforço axial, nos pilares centrais do Piso.....	176
Figura 93 - Armadura de punçoamento	179
Figura 94 - Momentos fletores na viga V1-0.....	180
Figura 95 – Diagrama de esforço transverso na viga V1-0.....	181
Figura 96 - Diagrama de esforço transverso na viga V1-0.....	183
Figura 97 - Exemplo da solução adotada	185
Figura 98 - Perfil das deformações da viga V1-0 para a combinação q. permanente	186
Figura 99 - Modelação de consolas curtas e ligação viga-pilar	187
Figura 100 - Momentos fletores na viga V1-C.....	187
Figura 101 – Esforço transverso na viga V1-C	188
Figura 102 - Ligação viga parede.....	189
Figura 103 - Perfil das deformações da viga para a combinação q. permanente.....	190
Figura 104 - Momentos fletores na viga V2-C.....	190
Figura 105 – Esforço transverso na viga V2-C	191
Figura 106 - Perfil das deformações da viga V2-C para a combinação q. permanente.	192
Figura 107 - Perfil tipo de momentos em pilares.....	193
Figura 108 - Aspeto do menu da folha de cálculo para ter em conta fenómenos de encurvadura e excentricidades acidentais.....	196
Figura 109 - Interface 2D Design, definição da seção e de armaduras.....	197
Figura 110 - Interface 2D Design, recolha de resultados	197
Figura 111 – Armaduras em pilares	198

Figura 112 - Localização das paredes/muros	198
Figura 113 - Esquema de momentos ao longo do muro	199
Figura 114 - Pormenor do perfil de momentos na direção principal	200
Figura 115 - Elementos de condição sapata rígida	202
Figura 116 -Distribuição de tensões no solo. Sapatas rígidas na zona superior da figura e sapatas flexíveis na zona inferior da mesma [2]	202
Figura 117 - Introdução de dados.....	204
Figura 118 - Leitura de resultados.....	204
Figura 119 - Ábaco de Montoya [10].....	206
Figura 120 - Reações de apoio na base do muro.....	208
Figura 121 – Cálculo da reação horizontal	208
Figura 122 - Modelo de cálculo da sapata.....	209
Figura 123 - Vista parcial da planta de fundações.....	210
Figura 124 – Seção da Viga VF1	210
Figura 125 – Momentos fletores na viga VF2.....	211
Figura 126 - Seção da Viga VF2.....	211
Figura 127 - Esforços máximos nos pilares P1 e P2 (50x30).....	243
Figura 128 - Esforços máximos nos pilares P3 (40x40).....	244
Figura 129 - Esforços máximos nos pilares P4 (Φ 40)	245
Figura 130 - Esforços máximos nos pilares P5 e P6 (Φ 45).....	246
Figura 131 - Esforços máximos nos pilares P6 (45x30).....	247
Figura 132 - Verificações de segurança sapata S1.....	248
Figura 133 - Verificações de segurança sapata S2.....	249
Figura 134 - Verificações de segurança sapata S3.....	250
Figura 135 - Verificações de segurança sapata S4 (parte 1/3)	251

Figura 136 - Verificações de segurança sapata S4 (parte 2/3).....	252
Figura 137 - Verificações de segurança sapata S4 (parte 3/3).....	253
Figura 138 - Verificações de segurança sapata S5 (parte 1/2).....	254
Figura 139 - Verificações de segurança sapata S5 (parte 2/2).....	255
Figura 140 - Verificações de segurança sapata S6 (parte 1/1).....	256
Figura 141- Verificações de segurança sapata S6 (parte 2/3).....	257
Figura 142- Verificações de segurança sapata S6 (parte 3/3).....	258
Figura 143 - Verificações de segurança sapata S7	259
Figura 144 - Verificações de segurança sapata S8 (Parte 1/2).....	260
Figura 145 - Verificações de segurança sapata S8 (Parte 2/2).....	261
Figura 146 - Verificações de segurança sapata MS1A.....	262
Figura 147 - Verificações de segurança sapata MS1B.....	263
Figura 148 - Verificações de segurança sapata MS1C.....	264
Figura 149 - Verificações de segurança sapata Pa1	265
Figura 150 - Verificações de segurança sapata Pa2	266

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 -Valores de N retirados das sondagens SPT, realizados pela empresa Geopesquisa.	39
Quadro 2 - Valores de N retirados das sondagens SPT, realizados pela empresa Fundasol.	40
Quadro 3 - Valores de N retirados das sondagens SPT, realizados pela empresa GSG	40
Quadro 4- Ações permanentes na cobertura. * - Ação criada numa segunda fase, tratado oportunamente.....	43
Quadro 5- Ações permanentes no piso. * - Caso de carga criado numa segunda fase, tratado oportunamente.....	43
Quadro 6- Ações permanentes na laje em balanço, piso	44
Quadro 7- Ações de sobrecarga na cobertura.	44
Quadro 8- Ações de sobrecarga no piso.	45
Quadro 9- Ações de sobrecarga na Laje em balanço, Piso.	45
Quadro 10 - Procedimento de cálculo da ação do vento.....	45
Quadro 11 – Valor básico da velocidade de referência do vento	46
Quadro 12 – Categorias de terreno (EC1-1-4).....	48
Quadro 13 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (EC1-1-4)	50
Quadro 14 - Zona e categoria de terreno para definição da ações do vento.	52
Quadro 15 – Quadro resumo dos efeitos da ação do vento.....	53
Quadro 16 – Factores para obtenção do espectro de resposta elástico do edifício	56
Quadro 17 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura (EC8).....	59
Quadro 18- Coeficientes parciais relativos às ações (EC7,anexo A3).....	63
Quadro 19 - Coeficientes parciais relativos ao solo (EC7,anexo A3).....	63

Quadro 20 – Ação de Impulso de terra aplicado nos muros enterrados	65
Quadro 21 – Classes de Betão	65
Quadro 22 - Classes de aço de armadura	66
Quadro 23 - Valores de k	85
Quadro 24 – Coeficientes de combinação para edifícios de categoria C [EC0].....	93
Quadro 25 - Valores recomendados de $w_{m\acute{a}x}$ (mm).....	94
Quadro 26 - Valores ϕ de para calcular ψE_i	102
Quadro 27 – Coeficiente K em função do elemento estrutural [1].....	108
Quadro 28 – Relação l/d [1].....	109
Quadro 29- Quadro de pré-dimensionamento da laje do piso	111
Quadro 30 - Quadro de pré-dimensionamento da laje de cobertura	111
Quadro 31 - Quadro de pré-dimensionamento da Viga V1-0	113
Quadro 32 – Quadro resumo do pré-dimensionamento de Pilares.....	115
Quadro 33 - Ações na estrutura devido à escada	134
Quadro 34 - Quadro de Combinações.....	135
Quadro 35 - Resultados análise modal, considerando diafragma rígido	137
Quadro 36 - Resultados análise modal, sem considerar diafragma rígido.....	140
Quadro 37 - Deformadas dos modos 4,5,6 e 7 sem considerar diafragma rígido	142
Quadro 38 – Verificação do deslocamento corrigido entre pisos, Ação sísmica Tipo 1.....	143
Quadro 39 - Verificação do deslocamento corrigido entre pisos, Ação sísmica Tipo 2	144
Quadro 40 - Tensões nas fibras extremas para as ações quase-permanentes	145
Quadro 41 - Valores das flechas máximas a $t=t_0$ e $t=t_{inf}$	146
Quadro 42 - Tensões nas fibras extremas para as ações quase-permanentes	151
Quadro 43 - Quadro de flechas para $t=t_0$ e $t=t_{inf}$ (seção não fendilhada)	152
Quadro 44 - Quadro de flechas para $t=t_0$ e $t=t_{inf}$ (seção não fendilhada)	152

Quadro 45 - Quadro de flechas para $t=t_0$ e $t=t_{inf}$ (seção não fendilhada)	153
Quadro 46 – Elementos dimensionais da nervura	156
Quadro 47 – Resumo das Armaduras de flexão na laje de cobertura	161
Quadro 48 - Valores de esforço axial v_{Ed} , para verificação do punçoamento no perímetro do pilar.	166
Quadro 49 – Resumo das Armaduras de flexão na laje do Piso	175
Quadro 50 – Cálculo de β para pilares interiores quadrados	177
Quadro 51 - Cálculo de β para pilares interiores circulares.....	177
Quadro 52 – Cálculo de v_{Ed}	178
Quadro 53 – Correção dos momentos sobre os apoios.....	181
Quadro 54 - Momentos negativos após redistribuição	182
Quadro 55 - Momentos positivos após redistribuição.....	182
Quadro 56 - Armaduras para Paredes/Muros	201

CAPITULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO ESTÁGIO

O presente relatório resume o trabalho realizado durante o estágio inserido na Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do ciclo de estudos do mestrado integrado de engenharia civil no ramo de estruturas.

A realização deste estágio permitiu aprofundar conhecimentos e aplicar competências adquiridas ao longo do mestrado.

Este relatório apresenta parte das atividades desenvolvidas durante o estágio, que teve como objetivo a integração numa equipa de projeto e o desenvolvimento de atividades de engenharia no ramo de estruturas.

Para além das valências alcançadas ao nível técnico, este estágio permitiu também desenvolver aptidões ao nível sócio-profissional, permitindo quando inserido numa equipa projeto interagir com outros setores, com outras especialidades técnicas e assim adquirir desenvoltura para ultrapassar os desafios inerentes à execução de um projeto integrado.

1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A FASE - Estudos e Projetos S.A., é uma empresa fundada em 1979, que tem valências nas diferentes vertentes da engenharia e arquitetura, permitindo uma oferta de serviço global de engenharia e arquitetura.

Os serviços de engenharia oferecidos abrangem as diversas fases de execução de empreendimentos, nomeadamente a consultoria e assistência ao dono de obra, a elaboração de estudos e projetos multidisciplinares, assim como todas as atividades inerentes à gestão de empreendimentos.

A FASE S.A. possui um vasto currículo, que inclui inúmeras realizações de grande complexidade e dimensão, designadamente em termos de infraestruturas, edifícios e indústria.

Na vertente da Prestação de Serviços de Engenharia, os projetos executados englobam obras de arte, vias rodoviárias e ferroviárias, edifícios industriais, habitação, comércio, distribuição, serviços e educação, contenções especiais, estações de tratamento de águas e de águas residuais, reabilitação de estruturas. Para além da elaboração de projetos, executa ainda serviços de consultoria, revisão de projetos, peritagens e pareceres técnicos.

Atualmente a FASE S.A. é uma empresa que conta nos seus quadros com 200 colaboradores qualificados.

Em termos internacionais a FASE S.A., tem executado projetos em diversas latitudes que vão desde Espanha, Polónia, Angola, Moçambique, África do Sul, Marrocos, Argélia e Macau.

1.3 TRABALHO DESENVOLVIDO DURANTE O ESTÁGIO

Ao longo do estágio, foram desenvolvidos vários projetos de estabilidade, tanto em estruturas metálicas como em betão armado.

Relativamente às estruturas metálicas foram desenvolvidos projetos de “pipe-racks”, já construídos, nas instalações da Portucel em Cacia e também uma estrutura metálica para suportar uns grupos hidráulicos, com peso de 4 ton, a uma altura de 12m também já instalada nas instalações desta empresa, como evidenciado na Figura 1.



Figura 1 – Estruturas metálica, a) Exemplo de “Pipe pack” desenvolvido; b) Estrutura metálica de suporte de grupos hidráulicos.

Quanto a estruturas em betão armado, foi projetado um edifício nas instalações de uma conhecida empresa em Leça do balio e um segundo edifício para uma multinacional com sede no município de V.F de Xira, Figura 2.

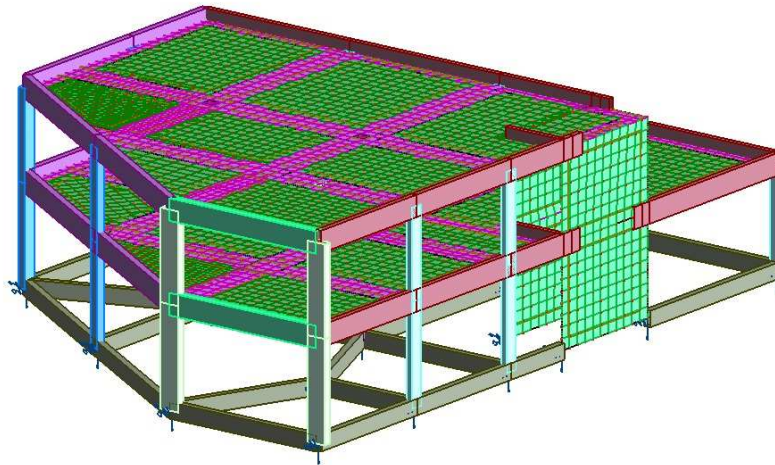


Figura 2 - Edifício em betão armado desenvolvido em V.F de Xira

Foi também desenvolvida uma folha de cálculo que permite a análise de secções fendilhadas em betão armado (avaliar tensões, deformações, etc), para condições de serviço, a utilizar no presente relatório.

Neste relatório pretende ser um manual de dimensionamento, apresentando em pormenor o trabalho desenvolvido na conceção, dimensionamento e pormenorização do edifício em betão armado a construir em Leça do balio.

CAPITULO 2 - APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO

2.1 INTRODUÇÃO

Trata-se de um edifício para utilização como espaço de convívio e lazer pelos funcionários de uma conhecida empresa com sede em Leça de balio, concelho de Matosinhos. O edifício inclui diversas áreas de lazer tais como cafetaria, sala de fitness, espaço de multimédia, de exposição e leitura.

2.2 CARACTERIZAÇÃO

O edifício proposto apresenta uma área de implantação de aproximadamente 56x10.9m, sendo composto por uma cave parcialmente enterrada, um piso e respetiva cobertura ajardinada. A cave ocupa apenas uma parcela da área total de implantação com cerca de 36x10.9m e uma área útil de 345 m². Esta compreende espaço alusivo à história da empresa, a sala de fitness e respectivos espaços de apoio e a área técnica.

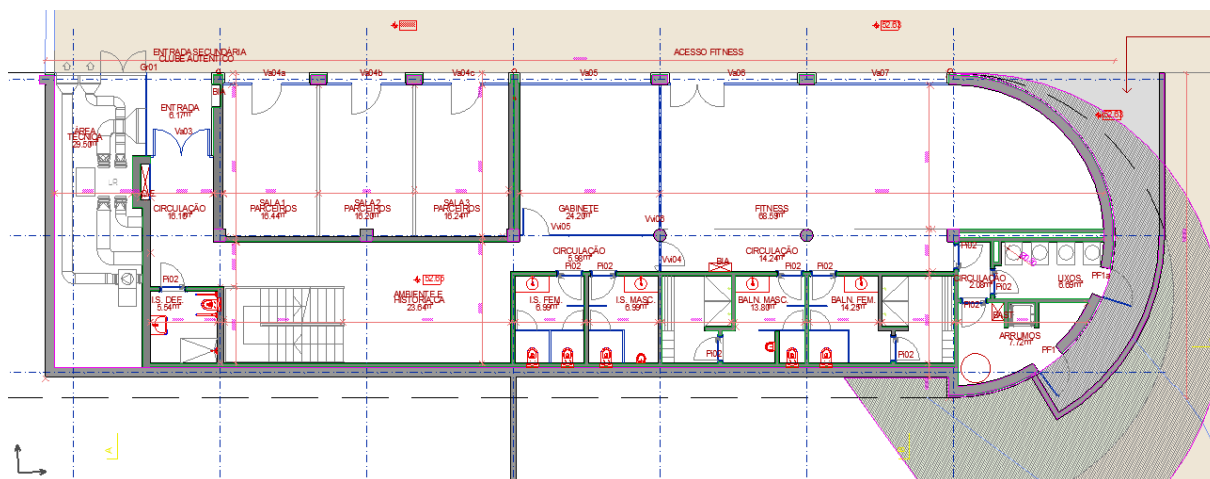


Figura 3 – Planta da cave

A cave tem um pé-direito de 3.35m, enquanto o piso tem um pé-direito de 3.75m, ambos com acabamento em teto falso a 2.7 e 3.3m respetivamente, estando ponto mais alto deste edifício a 8.10m acima do solo.

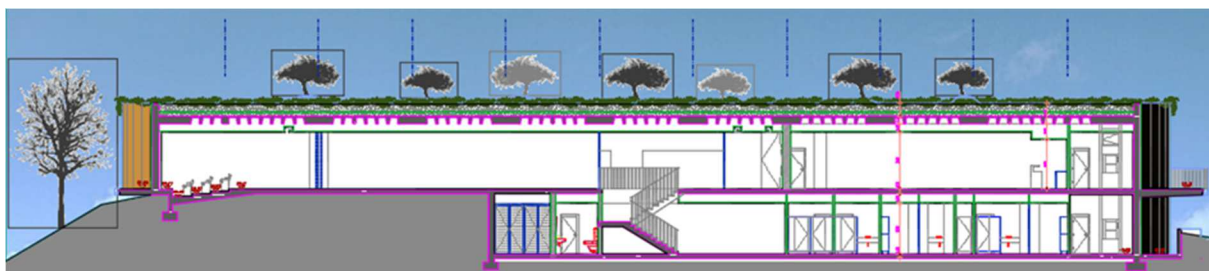


Figura 4 – Corte longitudinal do edifício.

Na Figura 5 apresenta-se a planta do piso com uma área útil de 550m². Neste, está prevista a cafetaria e bar, zona de jogos e um espaço de multimédia, leitura e exposições.

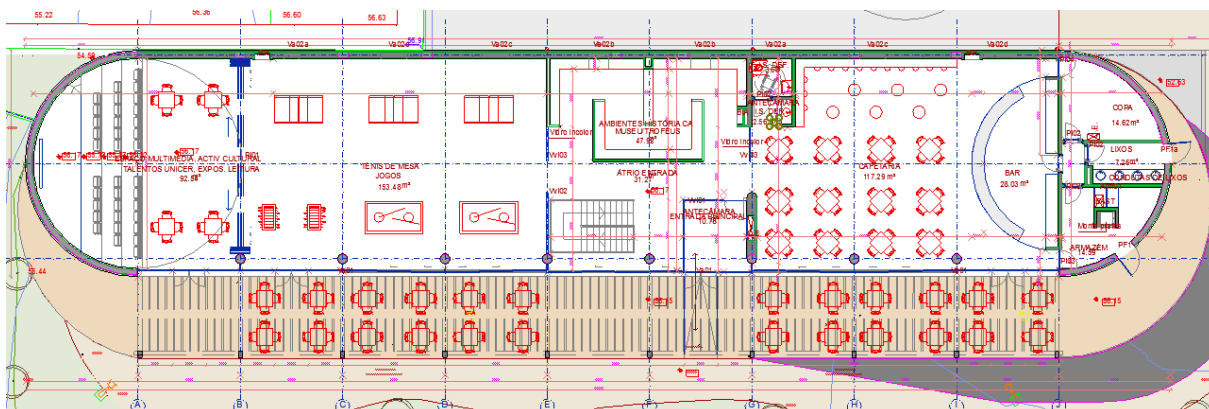


Figura 5 - Planta do piso

A cobertura, é do tipo ajardinada, com relva natural onde está prevista a plantação de 7 árvores de médio porte, do tipo Tamarixgallica curta, ver Figura 6.

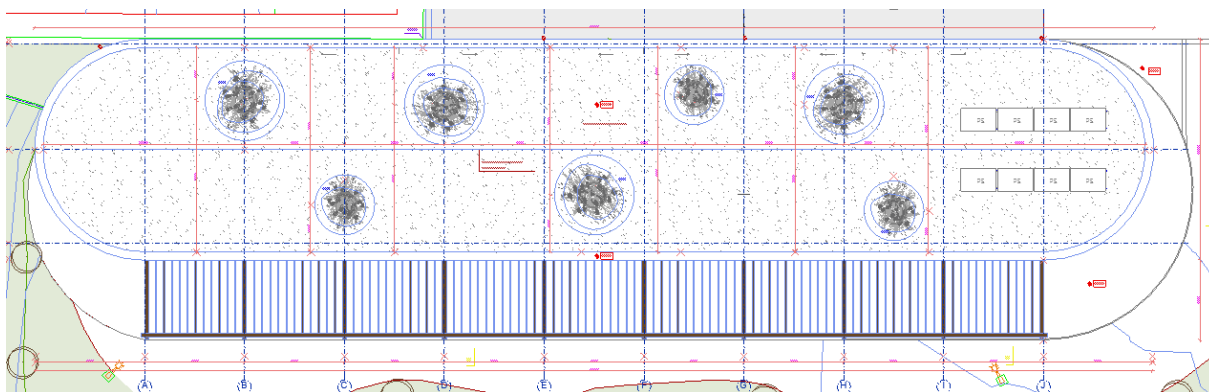


Figura 6 - Planta da Cobertura

2.2 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A solução estrutural proposta para o edifício procurou conciliar os aspetos funcionais e arquitetónicos com os aspetos estruturais. Foram ainda considerados aspetos relacionados com as questões de durabilidade.

A estrutura da cave semienterrada é composta em toda a sua extensão por um piso térreo e a estrutura no alçado norte do tipo porticada.

Nas zonas enterradas alçados nascente, poente e sul, os paramentos verticais são materializados por muros de betão armado de espessura constante, com continuidade na sapata de fundação, de modo a conferir estabilidade aos impulsos de terras. Por outro lado, como se pode observar na Figura 7, este muro dá também suporte e continuidade à laje em consola que se desenvolve para o exterior do edifício com um vão de 4.8m. Está preconizado no projeto que esta laje seja executada em betão armado com espessura variável desde 20 até 35 cm, com continuidade para o muro vertical e para a laje interior.

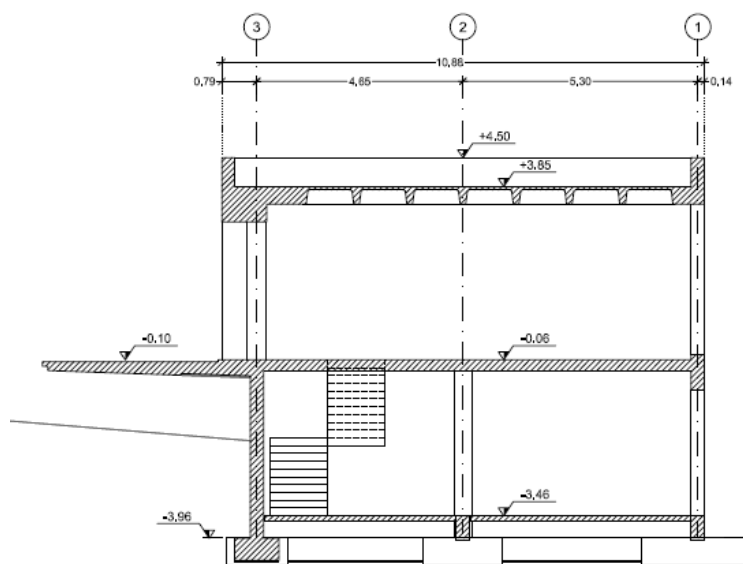


Figura 7 – Corte transversal do edifício

Como solução estrutural para a laje de piso, prevê-se uma laje maciça de 25cm de espessura suportada por pilares intermédios, ver Figura 8. A adoção de uma laje de espessura constante tem algumas vantagens do ponto de vista construtivo, tais como: facilidade de execução, tecto liso que permite mais flexibilidade de colocação de instalações (ar condicionado e ventilação, iluminação, hidráulica, etc...).

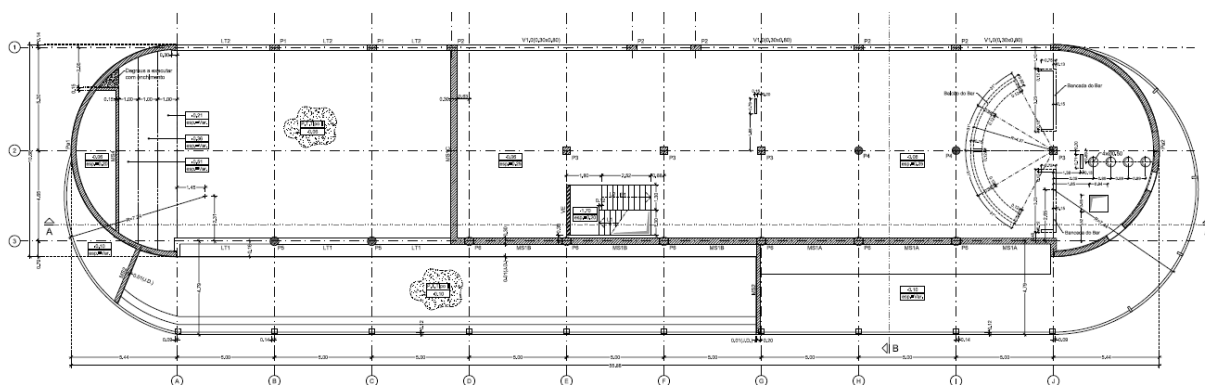


Figura 8 – Planta estrutural do Piso

Relativamente ao nível da laje de cobertura, Figura 9, sendo necessário vencer o vão transversal de cerca de 10.6m, para efeitos de uma cobertura ajardinada com cargas elevadas, está prevista uma laje fungiforme aligeirada de espessura constante de 40cm, com moldes recuperáveis do tipo FERCA reforçada com cabos transversais de pré-esforço auto-embainhado (não-aderente), o que é uma solução corrente neste tipo de lajes.

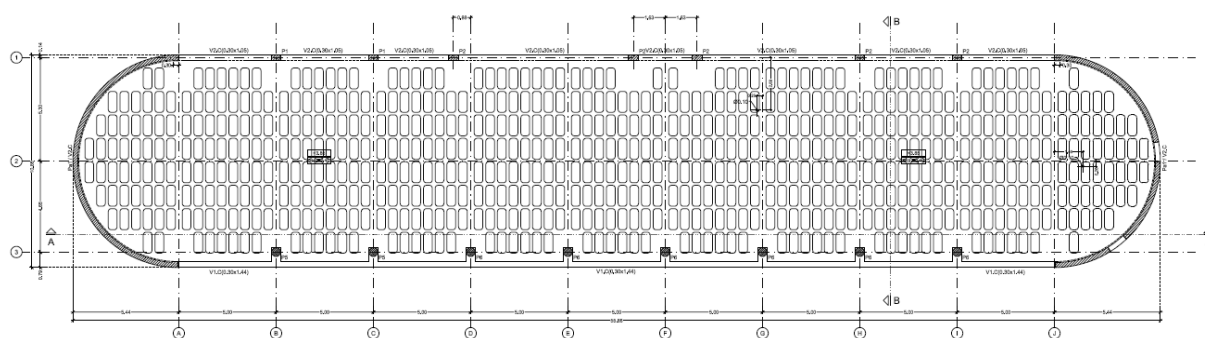


Figura 9 – Planta estrutural da cobertura

Por opção arquitetónica, um dos alinhamentos da viga de apoio de extremidade da laje, não coincide com o alinhamento de pilares provenientes do piso inferior. No sentido de conferir um apoio direto à viga sobre os apoios, o espaço entre a viga e o pilar é espessado, criando um apoio rígido sob a forma de uma consola curta, Figura 10.

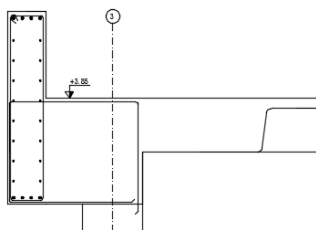


Figura 10 – Apoio rígido sob forma de consola curta

Dada a maior dimensão do edifício ser inferior a 60m, como se pode observar na Figura 11 optou-se por executar um corpo estrutural único, isto é, sem prever juntas de dilatação na estrutura. Os efeitos resultantes de ações diferidas, como a retração do betão, podem resultar em esforços elevados e consequente fissuração, não desejáveis na estrutura. Como forma de mitigar este problema, poderia propor-se uma banda de betonagem na zona central da estrutura, a executar em 2ª fase, que permita a livre dilatação da estrutura nas fases iniciais de cura do betão, altura em que os efeitos da retração têm maior equação.

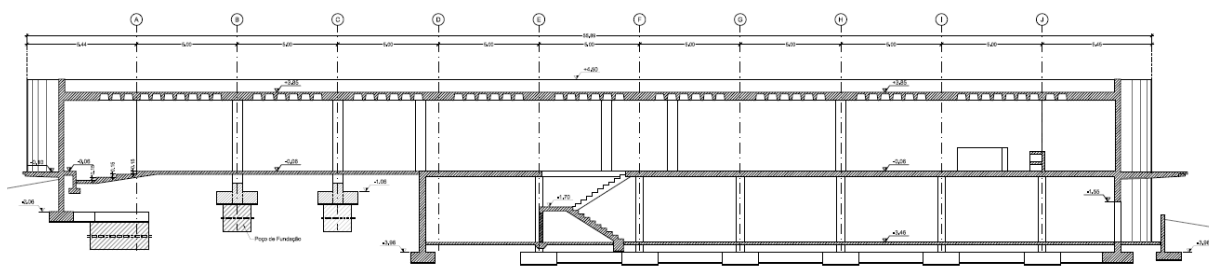


Figura 11 – Corte longitudinal do edifício

Ao nível da rigidez, a estrutura é controlada pelas paredes semi-circulares nas extremidades do edifício, que contraventam a estrutura tanto no sentido transversal como longitudinal. Estas paredes sendo necessárias no piso inferior para suporte de terras, e são mantidas no piso superior por opção arquitetónica, conferindo também um melhor desempenho às ações sísmicas. Sensivelmente na zona central do edifício, ao nível da cave, existe uma parede transversal que permite conter a acção das terras, esta parede também confere um travamento complementar à laje de piso no sentido

transversal. Dada a pouca elevação da estrutura, e a proliferação de elementos de travamento, em termos globais, as frequências naturais de vibração presume-se ser elevadas, estando portanto perante uma estrutura bastante rígida.

Destaca-se o nível do piso de cobertura, pelo fato de estarmos perante uma estrutura alongada e estando os elementos de grande rigidez (paredes semi-circulares) concentrados nos topos do edifício, faz com que as cargas horizontais não cheguem aos elementos de grande rigidez com deformação da zona central da laje. Assim, pensa-se que da análise modal, se verifique uma acentuada deformação da zona central da estrutura, não se verificando ao nível da cobertura o comportamento de diafragma rígido. Este fato assume-se não ser crítico dado o edifício estar localizado em zona de baixa atividade sísmica, também devido a este fato na concepção do edifício, não se teve em especial consideração aspetos prescritos pelo EC8 no que se refere a cuidados a ter na concepção de edifícios para resistir a ações sísmicas, nomeadamente a regularidade em planta, regularidade em altura e esbelteza em planta.

2.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Em virtude das características do edifício em concepção, extenso em planta e de baixa altura, portanto com ações ao nível da fundação que pressupõe baixos momentos fletores, pensou-se ser suficiente para caracterização geológica e determinação de parâmetros utilizados para análise e dimensionamento geotécnico, recorrer-se a relatórios já existentes.

Os relatórios, apresentados no Anexo A, foram efetuados em três zonas distintas aquando da construção de outros edifícios adjacentes e foram elaborados respetivamente pela Geopesquisa, Fundasol e pelo Gabinete de Serviços Geotécnicos (GSG), seguindo os seguintes ensaios “in situ”:

- Ensaio de penetração dinâmica normalizada (SPT- Standard Penetration Test).
- Cortes Geológico–Geotécnicos

No ensaio SPT, a caracterização do solo foi feita através dos resultados fornecidos pelas 17 sondagens, conforme a Figura 12.

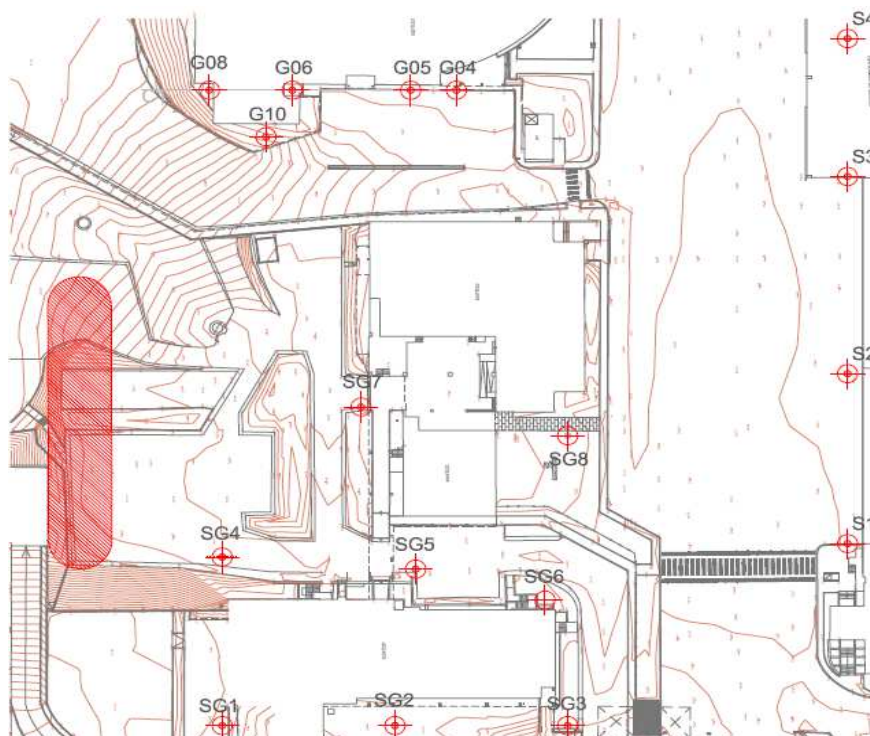


Figura 12 - Planta de sondagens e área de implantação do edifício (delimitação a vermelho).

Nos quadros 1, 2 e 3 apresentam-se os valores de N_{spt} para diferentes profundidades, para cada uma das sondagens.

Quadro 1 - Valores de N retirados das sondagens SPT, realizados pela empresa Geopesquisa.

Sondagem	Valores de N_{spt}				
Profundidade (m)	G04	G05	G06	G08	G10
1.5	-				
3	5	5	5	5	-
4.5	15	20	10	5	5
6	60	30	20	5	25
7.5	60	40	32	20	35
9	60	60	60	45	60

Quadro 2 - Valores de N retirados das sondagens SPT, realizados pela empresa Fundasol.

Sondagem	Valores de N spt			
Profundidade (m)	S1	S2	S3	S4
1.5	2	10	3	4
3	60	18	3	6
4.5	60	20	43	39
6	60	36	52	60
7.5	-	35	58	60
9	-	36	60	60

Quadro 3 - Valores de N retirados das sondagens SPT, realizados pela empresa GSG

Sondagem	Valores de N spt							
Profundidade (m)	SG1	SG2	SG3	SG4	SG5	SG6	SG7	SG8
1.5	14	8	1	7	14	8	60	18
3	43	4	2	51	51	47	60	42
4.5	23	18	4	60	60	34	60	56
6	19	20	41	60	47	60	60	60
7.5	60	25	38	-	60	60	60	60
9	52	31	60	53	38	38	-	60

De acordo com os estudos geológicos-geotécnicos, por analogia, assume-se que os terrenos onde será implantada a estrutura desenvolvem-se em profundidade com a seguinte sequência litológica [xxx]:

- Aterros argilo-arenosos, nalguns locais com vestígios de tijolos, pedaços de betão e pedras.
- Terra vegetal Argílio-lodosa
- Granito muito alterado
- Granito pouco alterado (firme rochoso)

No que diz respeito às características hidrogeológicas do maciço, o nível freático foi encontrado aos 11.7m na sondagem S1 da empresa GSG. As outras sondagens não apresentam qualquer referência à existência de nível freático, pelo que este facto parece apresentar-se como exceção. Segundo o relatório da empresa Geopesquisa “Não foi detetado nível piezómetro, em virtude do rebaixamento provocado pelas captações por furo vertical em funcionamento permanente”.

Face ao descrito, considerou-se que o terreno apresenta alguma capacidade de carga, assim para as soluções preconizadas ao nível das fundações, fundações do tipo direta, assume-se conservativamente que 250 kPa como tensão admissível do solo. Esta tensão poderá ser reavaliada caso se verifiquem alterações significativas ao previsto aquando das escavações.

Ainda e para minimizar efeitos de assentamentos diferenciais, está prevista a adoção de fundações semi-profundas, poços de fundação, nos pilares com arranque ao nível do piso. Por outro lado, uma parte das fundações é do tipo contínua por ser realizada na base dos muros da periferia do edifício, o que minimiza e uniformiza as tensões de contacto com o terreno.

2.4 REGULAMENTAÇÃO

Na determinação de ações, combinações, análise e dimensionamento da estrutura adotaram-se os critérios de verificação de segurança prescritos pela regulamentação portuguesa e europeia de estruturas, nomeadamente:

- NP EN 1990, 2009, EC0 – Eurocódigo 0: Bases Para o Projeto de Estruturas;
- NP EN 1991-1-1, 2009, EC1 – Eurocódigo 1: Ações em Estruturas;
 - Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
 - Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento.
- NP EN 1992-1-1, 2010, EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado;
- NP EN 1997-1, 2010, EC7 – Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico;
- NP EN 1998-1, 2010, EC8 – Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos;
 - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

2.5 Ações

Nesta secção apresentam-se, de forma resumida, as ações a considerar no dimensionamento da estrutura bem como a sua classificação segundo o prescrito pelo EC0.

As ações podem ser classificadas, de acordo com a sua variação no tempo como:

- Ações permanentes (G), como, por exemplo, o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos e dos pavimentos rodoviários, e as ações indiretas causadas por retração e assentamentos diferenciais;
- Ações variáveis (Q), como, por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a acção do vento ou a acção da neve;
- Ações de acidente (A), como, por exemplo, explosões ou choque provocado por veículos.

A ação sísmica e a acção da neve, poderão ser consideradas ações de acidente e/ou variáveis, dependendo do local da obra (ver EC1 e EC8).

Ainda Segundo o EC0, as ações também devem ser classificadas:

- De acordo com a sua origem, como diretas ou indiretas. Como exemplos de ações diretas temos o peso próprio, revestimentos ou sobrecargas de utilização. Como ações indiretas incluem-se as variações de temperatura, assentamentos de apoio, ou a ação sísmica dado que introduzem esforços na estrutura.
- De acordo com a sua variação no espaço, como fixas ou livres;
- De acordo com a sua natureza e/ou com a resposta estrutural, como estáticas ou dinâmicas.

No caso em estudo, as ações serão divididas em permanentes, variáveis e sísmicas.

2.5.1 Ações Permanentes

As ações permanentes, consistem em ações cuja variação de intensidade no tempo é desprezável, considera-se como ações permanentes:

- Peso próprio da estrutura;

- Revestimentos inerentes a fachadas e cobertura;
- Peso de terras da cobertura (Como prescrito pelo 2.1 (4) do EC1 Parte 1-1);
- Pré-Esforço, (Como prescrito pelo 4.1.2 (6) do EC0).

Segundo os dispostos regulamentares e pesquisa bibliográfica, nos quadros 4,5 e 6 definem-se as ações permanentes consideradas, bem como o caso de carga correspondente a utilizar nas combinações de ações a tratar oportunamente.

Cobertura

Quadro 4- Ações permanentes na cobertura. * - Ação criada numa segunda fase, tratado oportunamente.

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	Descrição	kN/m ²
1	Peso Próprio, PP	Carga equivalente de Laje FERCA 0.325+0.075=0.40m	5.03
3	Restantes cargas perm., RCP	Enchimentos, telas, etc.	0.60
7	Peso das Terras	Altura média de terras de h=0.35, com $\gamma=18$ kN/m ³ (terra vegetal húmida)	6.30
29*	Pré-Esforço	Ação equivalente de pré-esforço	7.35

Piso

Quadro 5- Ações permanentes no piso. * - Caso de carga criado numa segunda fase, tratado oportunamente

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	Descrição	kN/m ²
1	Peso Próprio, PP	Laje maciça de 0.25m de espessura	6.25
2	Restantes cargas perm., RCP	Enchimentos, revestimentos e paredes divisórias	1.50
2	Restantes cargas perm., RCP	Paredes de alvenaria nos bordos	14.5 (kN/m)

Laje em Balanço, Piso

Quadro 6- Ações permanentes na laje em balanço, piso

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	Descrição	kN/m ²
1	Peso Próprio, PP	Laje maciça de espessura variável, de 0.20m a 0.35m (valor médio)	6.75
2	Restantes cargas perm., RCP	Revestimentos (valor médio)	1.00

2.5.2 Ações Variáveis

As ações variáveis consistem em ações com variação de intensidade no tempo significativa, tais como:

- As sobrecargas nos pavimentos, vigas ou coberturas dos edifícios;
- A ação do vento;

2.5.2.1 Ação variável sobrecarga

A determinação da ação sobrecarga foi realizada de acordo com prescrito pelo EC1. As ações de sobrecarga referentes às árvores, seguiram informações provenientes do gabinete de arquitetura.

Cobertura

Quadro 7- Ações de sobrecarga na cobertura.

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	Descrição	kN/m ²
8	Peso das Árvores	Peso de 7 árvores e sobrecamada de terras com 1m ²	0.32 (7x23kN/m ²)
6	Sobrecarga	Cobertura Ordinária, sem acesso para uso	1.00

Piso

Quadro 8- Ações de sobrecarga no piso.

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	Descrição	kN/m ²
5	Sobrecarga	Categoria C1: Zonas com mesas, cafés, etc.	3.00

Laje em Balanço, Piso

Quadro 9- Ações de sobrecarga na Laje em balanço, Piso.

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	Descrição	kN/m ²
4	Sobrecarga	Sobrecarga em varandas	3.0

2.5.2.2 Ação variável Vento

Para a determinação da ação do vento o EC1 Parte 1-4 propõe o procedimento de cálculo apresentado no Quadro 10.

Quadro 10 - Procedimento de cálculo da ação do vento

Parâmetros			
1º	Valor de referência da velocidade do vento v_b	7º	Coefficiente de pressão exterior c_{pe} Secção 7
2º	Altura de referência z_e	8º	Coefficiente de pressão interior c_{pi} Secção 7
3º	Categoria de terreno	9º	Coefficiente de pressão resultante $c_{p,net}$ Secção 7
4º	Valor característico da pressão dinâmica de pico q_p	10º	Pressão exterior exercida pelo vento: $w_e = q_p \cdot c_{pe}$ 5.2(1)
5º	Coefficiente de orografia $c_o(z)$	11º	Pressão interior exercida pelo vento: $w_i = q_p \cdot c_{pi}$ 5.2(2)
6º	Coefficiente de rugosidade $c_r(z)$		

Para determinar as ações do vento inicialmente procede-se ao cálculo da pressão dinâmica de referência calculada pela seguinte equação

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (2.1)$$

em que:

ρ - Massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso definida no anexo nacional como 1.25 Kg/m³;

V_b - Valor de referência da velocidade do vento, dependente da localização do edifício.

O valor de referência da velocidade do vento calcula-se a partir da seguinte equação:

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad (2.2)$$

em que:

$V_{b,0}$ – Valor básico da velocidade de referencia do vento;

C_{dir} – coeficiente de direção;

C_{season} – Coeficiente de sazão.

Para obter o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, considera-se o País dividido nas duas zonas seguintes:

Zona A - a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

No Quadro 11, apresenta-se o valor base de referência do vento para as zonas A e B.

Quadro 11 – Valor básico da velocidade de referência do vento

Zona	$v_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

No caso de C_{dir} e de C_{season} , o EC1, segundo o anexo nacional do mesmo recomenda que os seus valores sejam 1.

Portanto tem-se que o valor base é igual ao valor de referência, equação (2.3).

$$v_b = v_{b,0} \quad (2.3)$$

Para ter em conta o efeito da exposição ao vento variável com a altura acima do solo do edifício, deve proceder-se ao cálculo da pressão dinâmica de pico pela equação (2.4).

$$q_p(z) = C_e(z) \times q_b \quad (2.4)$$

em que:

$C_e(z)$ - Coeficiente de exposição.

O coeficiente de exposição tem em consideração o nível de exposição do edifício e depende da altura de referência e do tipo de terreno.

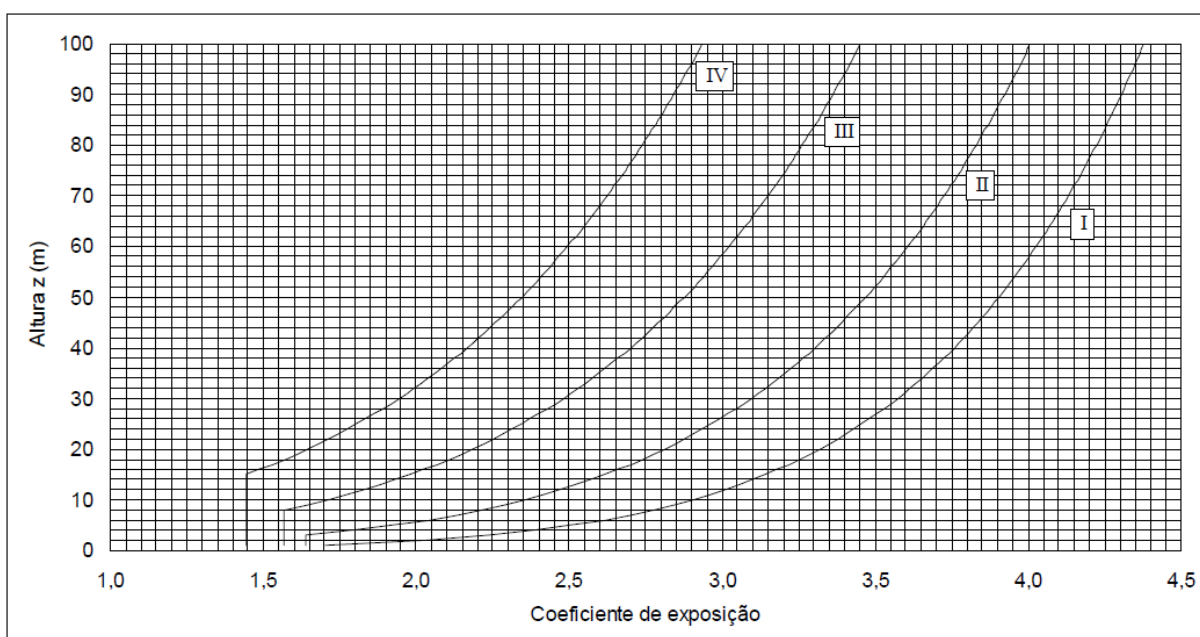


Figura 13 – Coeficiente de exposição dependente da altura acima do solo (z) e do tipo de terreno (EC1-1-4)

Na determinação do tipo de terreno deve ter-se em consideração o proposto pelo quadro 8. Como complemento na determinação da categoria do terreno, o Anexo nacional do EC1, pt4, refere ainda o seguinte:

“No que diz respeito à extensão para barlavento, deve ser utilizado o seguinte procedimento:

Se a construção está situada na proximidade de uma alteração de rugosidade do terreno, a qual ocorre a uma distância:

- Inferior a 2 km, com transição de uma superfície de categoria I,
- Inferior a 1 km, com transição de um terreno menos rugoso de categoria II ou III, deverá ser utilizada a categoria de terreno menos rugosa na direção de barlavento”.

A título de curiosidade, refere-se que *Barlavento* é o lado de onde sopra o vento enquanto que sotavento é o lado oposto ao lado de onde sopra o vento.

Quadro 12 – Categorias de terreno (EC1-1-4)

Categoria do terreno
0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar
I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m

Para a obtenção da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, W_e , recorre-se à equação (2.5):

$$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe} \quad (2.5)$$

em que:

$q_p(Z_e)$ – Pressão dinâmica de pico;

Z_e - Altura de referência para a pressão exterior;

C_{pe} - Coeficiente de pressão para a pressão exterior;

A altura de referência para a pressão exterior, depende das dimensões em planta do edifício, h e b . na figura 22 apresenta-se o perfil de pressão a considerar no modelo.

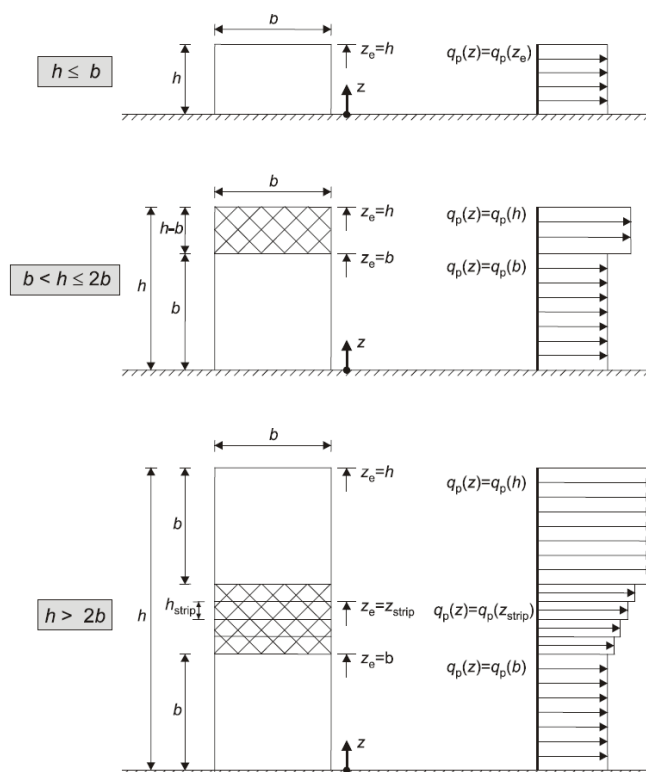


Figura 14 - Altura de referência Z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica (EC1-1-4)

O coeficiente de pressão exterior pode ser de pressão ou sucção, dependendo das fachadas em análise. Os coeficientes de pressão exterior dependem das dimensões da superfície carregada A. Os coeficientes de pressão exterior são fornecidos para superfícies carregadas de 1 m² e de 10 m² nos quadros relativos às configurações de edifícios adequadas, sendo representados, respetivamente, por $c_{pe,1}$ (coeficientes locais) e por $c_{pe,10}$ (coeficientes globais). A sua determinação depende também da área, A, da fachada em consideração, ver equação (2.6).

$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \times \log_{10} \times A \quad (2.6)$$

em que:

$C_{pe,1}$ – Coeficiente de pressão exterior para um painel de 1 m²;

$C_{pe,10}$ – Coeficiente de pressão exterior para um painel de 10 m²;

A – Área do painel fachada, em análise

No quadro 11 encontram-se indicados os coeficientes de pressão exterior $C_{pe,10}$ e $C_{pe,1}$ para as zonas A, B, C, D e E.

Quadro 13 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (EC1-1-4)

Zona	A		B		C		D		E	
<i>h/d</i>	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

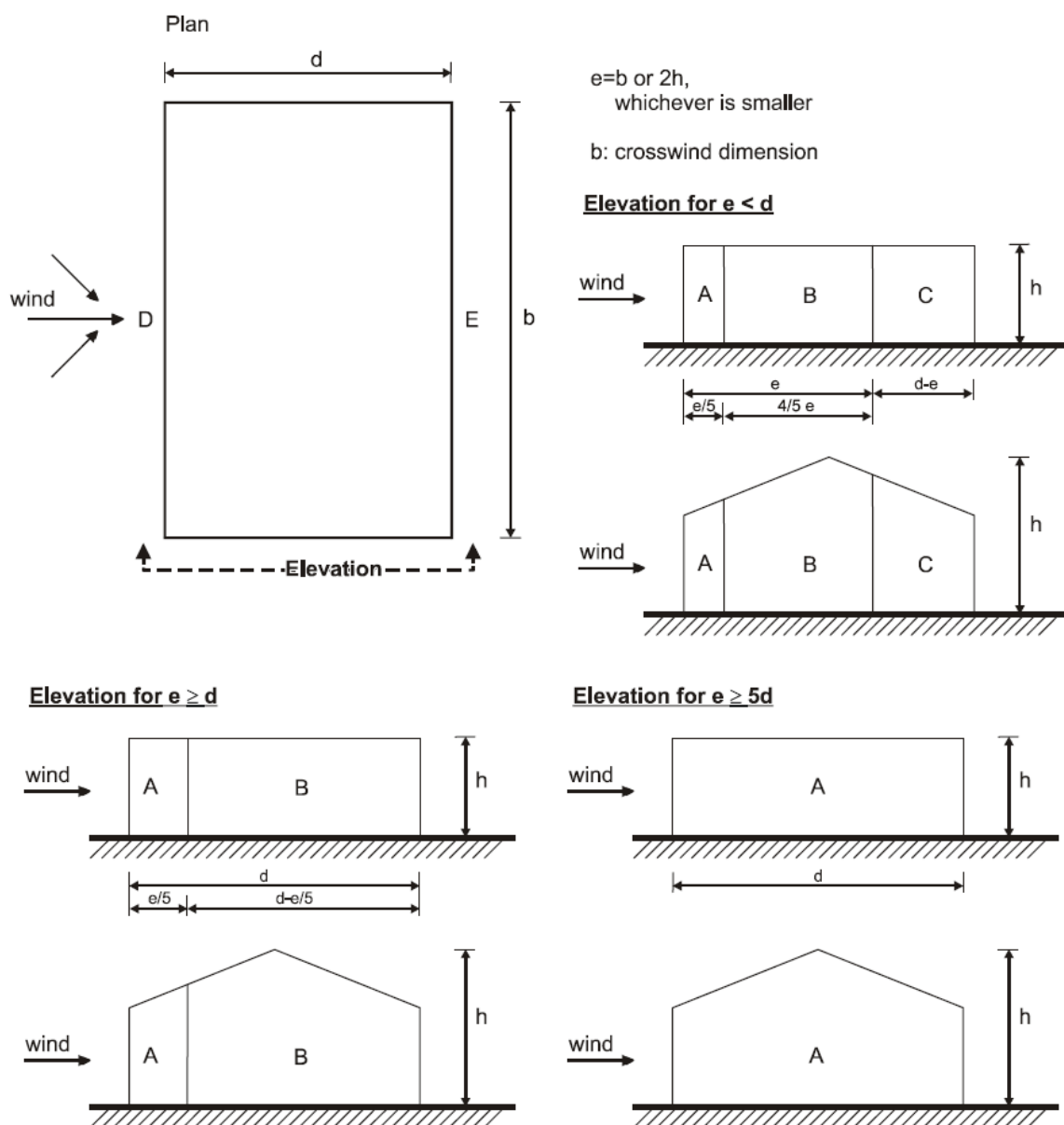


Figura 15 – Localização das zonas para cálculo de C_{pe} (EC1-1-4)

Pela análise da Figura 15, conclui-se que a vertente D está virada a barlavento enquanto a vertente E, está virada a sotavento.

Para o edifício em estudo, situado fora de uma faixa costeira de 5 km de largura, segundo o EC1 1-4 apresenta-se no Quadro 14 a zona de localização e tipo de terreno.

Quadro 14 - Zona e categoria de terreno para definição da ações do vento.

Zona de Localização	Categoria de Terreno
A	II

Para a definição das ações do vento assume-se as seguintes simplificações:

- Fachadas verticais planas, desprezando o efeito de curvatura das fachadas de topo;
- Ação do vento ao nível da cobertura desprezável, devido às cargas descendentes elevadas que atuam na mesma;
- Pressão interior do vento nula.

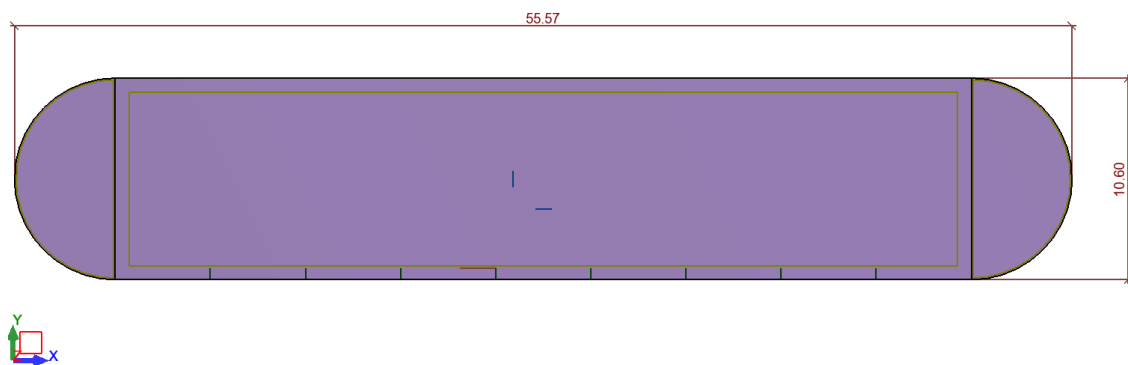


Figura 16 - Sentido convencionado da orientação do vento, X e Y

No seguimento do exposto, resumem-se os parâmetros adotados para a ação do vento no Quadro 15.

Quadro 15 – Quadro resumo dos efeitos da ação do vento

	Vento dir. X	Vento dir. Y
Grandeza	Valor	Valor
v_{b0}	27 m/s	27 m/s
z_e	8.2 m	8.2 m
q_b	0.46 kPa	0.46 kPa
$C_e (8.2)$	2.35	2.35
q_p	1.08 kPa	1.08 kPa
h	8.2	8.2
b	10.9	55.9
d	55.9	10.9
h/d	$8.2/55.9=0.15$	$8.2/10.9=0.75$
e	10.9	16.4
$C_{pe,A}$	-1.17	-1.1
$C_{pe,B}$	-0.54	-0.83
$C_{pe,C}$	-0.5	-
$C_{pe,D}$	0.41	0.46
$C_{pe,E}$	-0.30	-0.45
W_e, A	-1.26 kPa	-1.18 kPa
W_e, B	-0.58 kPa	-0.89 kPa
W_e, C	-0.54 kPa	-
W_e, D	0.44 kPa	0.5 kPa
W_e, E	-0.32 kPa	-0.49 kPa

De notar que alguma vertentes o vento tem uma ação de sucção, valor de $W_e < 0$.

Assim a materialização das cargas será feita nas vigas nas respetivas vertentes, dependendo da largura de influência. Tendo as vigas de cobertura uma banda de influência de 2.3m e as vigas do piso uma banda de influência de 5.9 m. Um outro método para materialização das ações, poderia ser através do uso de “cladings” (painéis) nas fachadas e aplicar a respetiva carga distribuída sobre os mesmos. Na materialização assumiu-se todas as vertentes perpendiculares à ação vento com as pressões correspondentes à vertente “B” vertente mais extensa.

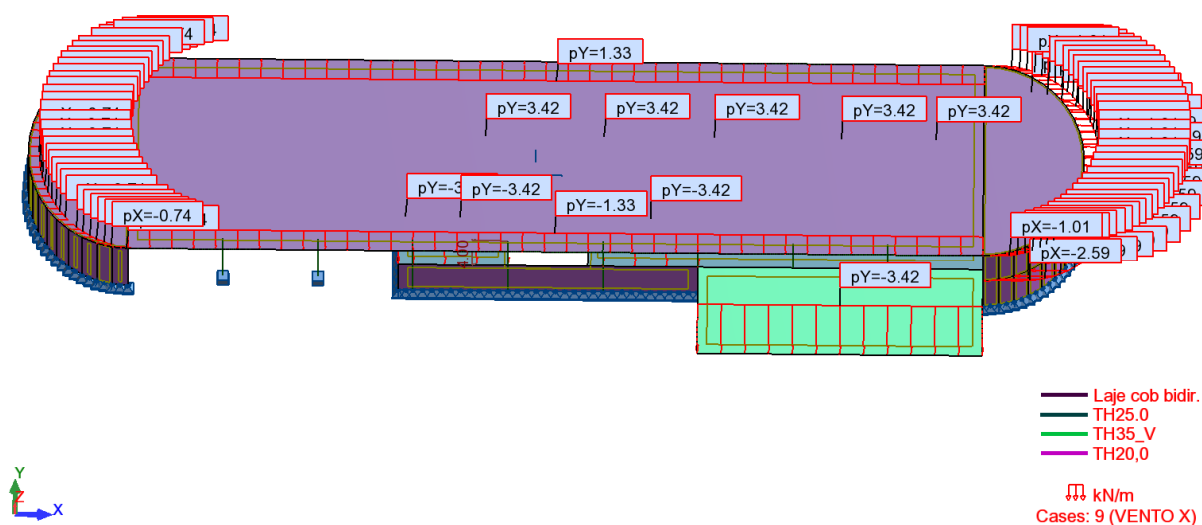


Figura 17 – Materialização da ação do vento na direção X

2.5.3 Ação Sísmica

A análise sísmica é uma das análises importantes a considerar durante o dimensionamento estrutural.

Portugal apresenta uma atividade sísmica que resulta da sua proximidade geográfica da fronteira entre as placas tectónicas Euro-asiática e Africana. Uma fronteira que se estende desde o norte de África até a uma zona próxima do arquipélago dos Açores, onde se encontra uma outra placa, a Norte Americana, ver Figura 18.



Figura 18 – Enquadramento tectónico de Portugal [11]

Tendo em conta que os fenómenos sísmicos representam um dos fenómenos naturais mais inesperados e de elevada ação destrutiva torna-se fundamental ter em atenção os seus efeitos. Durante a análise esta deve ser efetuada nas duas direções ortogonais (genericamente X e Y) devido ao facto de normalmente a rigidez ser distinta em ambas as direções, sendo as respostas diferentes.

O EC8, define dois tipos de ações sísmicas, denominadas de ações sísmicas Tipo 1 e 2. A ação sísmica Tipo I refere-se aos sismos consequentes do movimento interplacas, isto é, movimento relativo entre placas tectónicas. A ação sísmica Tipo II, refere-se aos sismos consequentes do movimento intraplacas, isto é, movimentos relativos entre pequenas fendas existentes dentro das placas tectónicas.

Em termos gerais sismicidade interplacas, Tipo 1, caracteriza-se por sismos de magnitude elevada e grande profundidade, enquanto a sismicidade Tipo 2 é de baixa a moderada e mais difusa, sendo difícil a relação direta entre as falhas existentes e os epicentros dos sismos. [11]

De modo a avaliar os efeitos sísmicos sobre as estruturas, o EC8 permite algumas metodologias de análise sendo a mais usualmente utilizada a análise espectral, que pressupõe o recurso a espectros de resposta para representar a ação sísmica. Estes espectros são designados de espectros de resposta elástica.

Entre outras, estes espectros dependem da zona territorial em que o edifício está implementado, denominadas de zonas sísmicas. O anexo NA.1 do EC8, apresenta o zonamento sísmico de Portugal e divide o território nacional em 6 zonas para a Ação sísmica Tipo 1 e em 5 zonas para a Ação sísmica Tipo 2.

O edifício em estudo está localizado na zona 1.6 para a ação sísmica Tipo I e 2.5 para a Ação sísmica Tipo 2.

Para além da zona onde se insere o edifício, o EC8 refere outros fatores que influenciam a obtenção do espectro de resposta elástico do edifício, tais como:

- Tipo de terreno de implantação;
- Classe e coeficiente de importância do edifício (função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso);

- Amortecimento viscoso da estrutura.

No Quadro 16 apresentam-se os fatores para a obtenção do espectro de resposta elástico do edifício.

Quadro 16 – Factores para obtenção do espectro de resposta elástico do edifício

Zonas Sísmicas		Tipo de Terreno	Classe de Importância	Coeficiente de Importância		Amortecimento (%)
Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2			Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
1.6	2.5	B	II	1.00	1.00	5

Para definir os espectros elásticos, o EC8, propõe as seguintes equações:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{2.7}$$

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

T período de vibração;

a_g aceleração de projeto à superfície para um terreno tipo A;

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S - Coeficiente de solo;

η - Fator de correção do amortecimento (definido na EN1998-1 com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento);

Após consideração de todos estes fatores, obtêm-se dois espectros de resposta, um para cada tipo de ação sísmica, com a forma evidenciada na Figura 19.

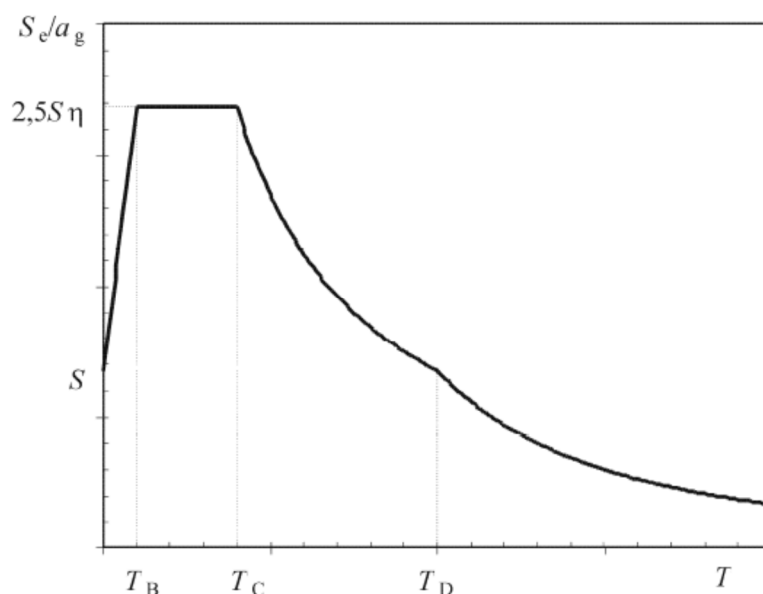


Figura 19 – Forma do espectro elástico (EC8)

O conceito de espectro elástico pressupõe o comportamento elástico da estrutura, isto é, assume que quando a ação sísmica deixa de atuar, a estrutura volta a posição inicial, isto é, a estrutura não possui capacidade de dissipação de energia, tendo um comportamento elástico (linear) perfeito.

Coefficiente de comportamento

Devido ao fato dos elementos estruturais e a própria estrutura possuírem ductilidade, isto é, terem capacidade de dissipação de energia, entram, a partir de um determinado nível de deformação, no domínio plástico. No caso de estruturas em betão armado é frequente, em sismos intensos, ocorrer fissuração generalizada da estrutura. Atingindo o estado de plastificação a estrutura deixa de ter comportamento linear, passando a ter comportamento não linear. Deste modo, o dimensionamento pode ser efetuado para esforços inferiores aos que correspondem a uma análise linear elástica. Para evitar a complexidade de análises não lineares, o EC 8 permite que se efetue uma análise linear baseada num espectro de resposta elástico “reduzido”, denominado espectro de resposta de cálculo.

Esta redução consegue-se afetando o espectro de resposta elástico de um fator de comportamento, q . Este coeficiente de comportamento é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a

estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. Na Figura 20 apresenta-se uma comparação entre o espectro de elástico e o espectro de cálculo, afetado do coeficiente de comportamento, de valor 2.4.

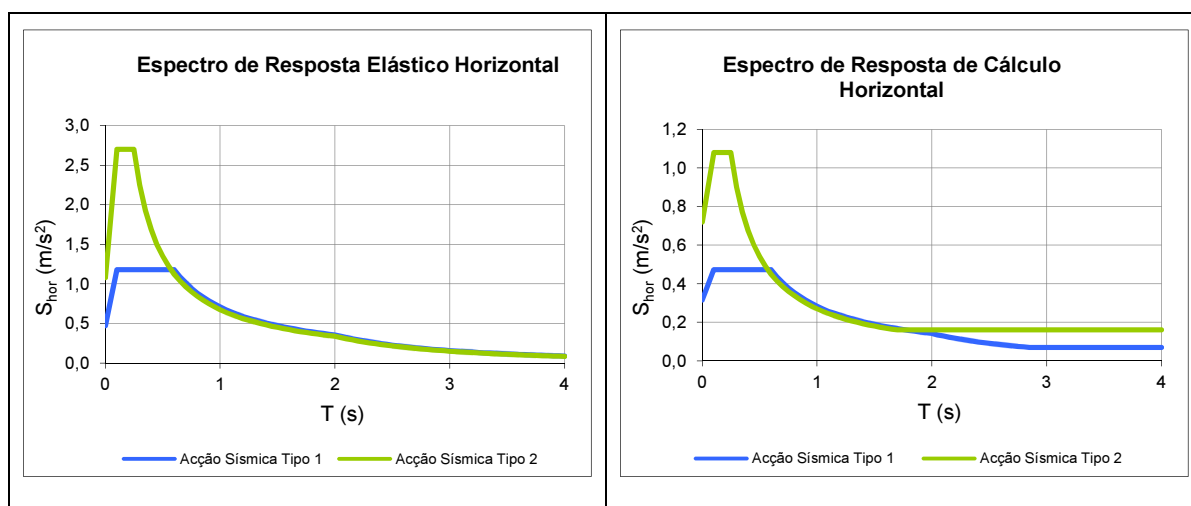


Figura 20 – Análise comparativa entre espectros elásticos e de cálculo para as ações sísmicas Tipo 1 e II

Para a sua definição, torna-se necessário caracterizar o tipo de estrutura em causa, pelo que se apresenta e descreve de seguida, os tipos de estrutura mais correntes:

- Sistema porticado
- Sistema misto
- Sistema de parede
- Sistema misto equivalente a pórtico
- Sistema misto equivalente a parede

O coeficiente de comportamento é obtido através da equação (2.8), proposta pelo 5.2.2.2 do EC8, após a caracterização dos tipos de estrutura correntemente utilizados, procede-se à definição do coeficiente de comportamento, para estruturas de betão armado.

$$q = q_0 \times K_w \geq 1.5 \quad (2.8)$$

q_0 - Coeficiente de comportamento de referência,

k_w - Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Quadro 17 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura (EC8)

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Para estruturas porticadas e para uma classe de ductilidade média o coeficiente de comportamento básico é dado pela equação (2.9).

$$q_0 = 3 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (2.9)$$

em que:

α_u - Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. Este fator poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear global.

α_1 - Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

De acordo com o EC8, quando o fator de majoração α/α_1 , não tiver sido avaliado através de um cálculo explícito, poderão utilizar-se valores aproximados, variando este fator com o sistema construtivo, visto acima, e com a regularidade, ou não, do edifício em planta.

Para os edifícios não regulares em planta, o valor aproximado de α/α_1 que poderá ser utilizado, quando não forem efetuados cálculos para a sua avaliação, sendo o seu valor igual à média de 1,0 e o valor obtido em caso do edifício ser regular em planta.

Já o valor de k_w é dado pelas equações (2.10), dependendo do sistema estrutural.

$$K_w = \begin{cases} 1.0, \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0.5 \text{ para sistemas de paredes, sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{cases} \quad (2.10)$$

No caso da presente estrutura devido existirem elementos parede com rigidez muito superior à rigidez dos pilares (elementos secundários, EC8 4.2.2) em ambas as direções, e a ligação entre aquelas ser feita por vigas é razoável assumir um sistema tipo “parede sem acoplamento”.

Seguindo o exposto no EC2 ponto 5.2.2.2, opta-se por um valor básico, q_0 , do coeficiente de comportamento de 3.0.

Assumindo um $k_w = 1$, e pelo fato de não haver regularidade em altura tem-se um uma redução do coeficiente de comportamento de 20%, portanto tem-se, $0.8 \times 3.0 = 2.4$.

Os espectros de resposta de cálculo proposto pelo EC8, obtêm-se pelas equações (2.11).

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B: S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \\ T_D \leq T: S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \\ \beta &= 0.2 \end{aligned} \quad (2.11)$$

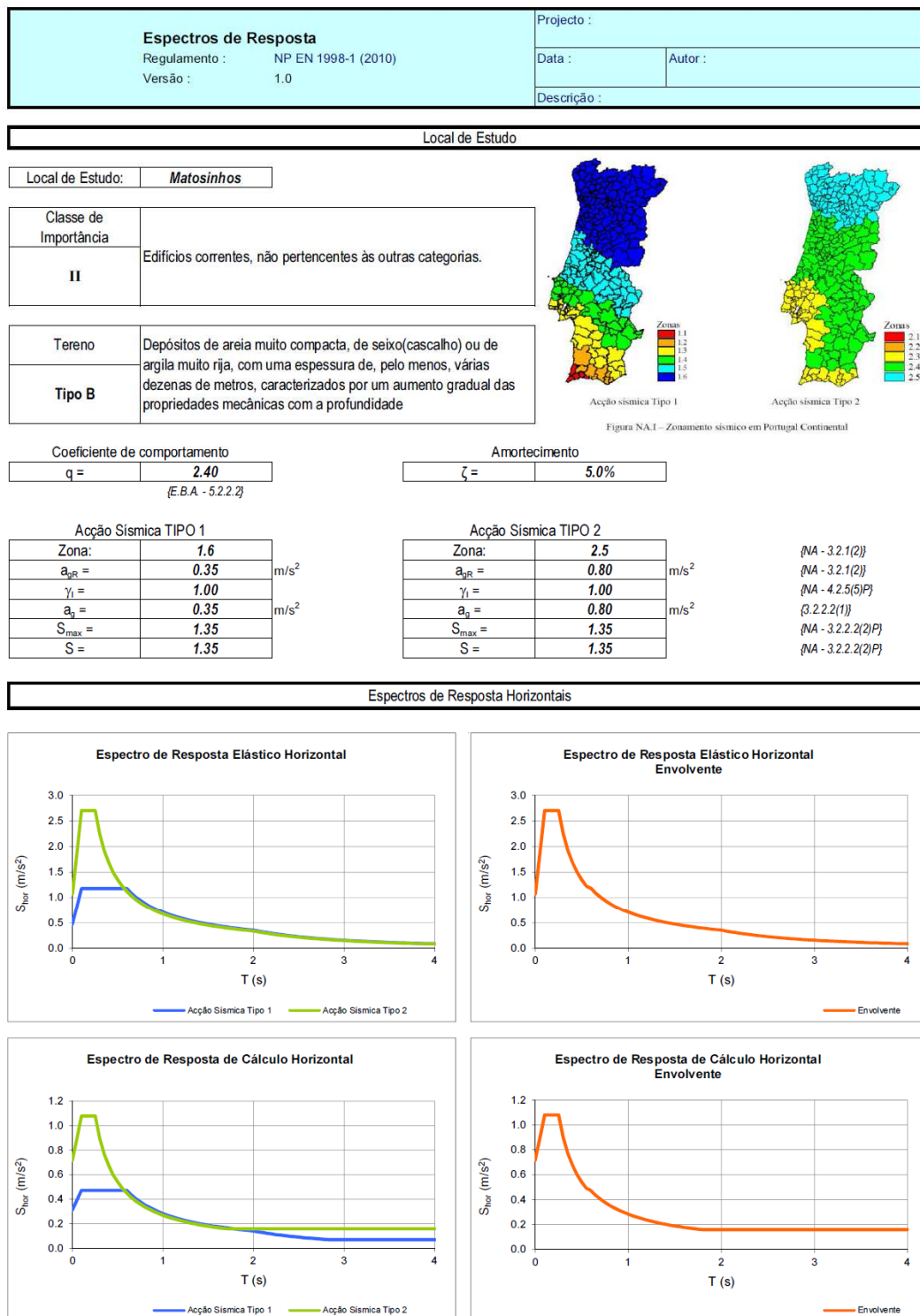


Figura 30 - Espectros de resposta elásticos e de cálculo adotados

A observação dos espectros de resposta, permite concluir que, neste caso, a ação sísmica Tipo 2 é preponderante face à ação sísmica tipo1, especialmente se os modos principais de vibração natural da estrutura tiverem períodos abaixo de 0.7s (frequências acima dos 1.5 Hz), que é o caso da estrutura em análise, assunto que será tratado adiante.

2.5.4 Impulso de Terras

Segundo o EC7 ponto 9.5.2 (1), quando não existe movimento relativo entre a estrutura e o terreno as pressões provocadas pelo impulso das terras devem ser calculadas a partir do estado de tensão em repouso.

Tendo em consideração o estado de tensão em repouso e sabendo que a pressão do solo, sobre as paredes, assume a forma de uma carga triangular, de valor igual à tensão horizontal de repouso, será necessário calcular o coeficiente de impulso em repouso (K_0).

No ponto 9.5.2 (3) da mesma norma está estipulado que K_0 pode ser determinado pela equação (2.12).

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_d) \sqrt{OCR} \quad (2.12)$$

O valor de OCR (over consolidation ratio) representa o grau de consolidação dos solos sendo obtido pela razão entre a tensão efetiva de pré-consolidação e a tensão efetiva vertical de repouso. Para solos normalmente consolidados OCR será igual a 1 ou seja o valor do coeficiente de impulso é igual a K_0 :

A tensão vertical de repouso é dada pela equação (2.13).

$$\sigma_{v0H} = \gamma \times H \quad (2.13)$$

e a tensão horizontal de repouso pela equação (2.14).

$$\sigma_{h0H} = K_0 \times \sigma_v \quad (2.14)$$

No cálculo dos valores das ações e das propriedades dos materiais são utilizados coeficientes de segurança parciais referentes aos parâmetros de resistência do terreno (γ_M) e às ações (γ_F).

Para a verificação dos estados limites de rotura estrutural (STR) ou do terreno (GEO) o EC7 Anexo A3, disponibiliza dois conjuntos, de coeficientes parciais referentes a duas combinações de ações. Coeficientes para majoração de ações e minoração das características resistentes do terreno, ambos apresentados no Quadro 18 e no Quadro 19.

Quadro 18- Coeficientes parciais relativos às ações (EC7,anexo A3)

Ação γ_f		Símbolo	Conjunto	
			A 1	A 2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1.35	1
	Favorável		1	1
Variável	Desfavorável	γ_Q	1.5	1.3
	Favorável		0	0

Quadro 19 - Coeficientes parciais relativos ao solo (EC7,anexo A3)

Parâmetro do terreno γ_M	Símbolo	Conjunto	
		M 1	M 2
Angulo de atrito em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1.0	1.40
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1.0	1.40
Peso volúmico	γ_γ	1.0	1.0

Para que seja obtido o valor do impulso sobre as paredes estruturais é necessário saber os parâmetros do terreno, tais como o ângulo de resistência ao corte (ϕ'_k) e o peso volúmico do solo (γ).

O coeficiente de impulso k_0 já referido depende do valor de cálculo do coeficiente de resistência ao corte que pode ser determinado utilizando o respetivo coeficiente de segurança parcial, $\gamma_{\phi'}$.

Sendo assim:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \quad (2.15)$$

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \right) \quad (2.16)$$

A ação será então representada por uma carga distribuída triangular e pode ser traduzida pela equação (3.17)

$$\sigma = \gamma \times h \times K_0 \quad (2.17)$$

Para quantificação dos impulsos de terras sobre as paredes de contenção foram adotados os valores médios dos ângulos de atrito e os pesos volúnicos do aterro de terras a colocar no tardo do muro, após a execução das escavações para fundação e a reconstituição da forma do terreno natural.

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Sabendo que o valor do impulso máximo na base do muro é calculado pela equação (2.18),

$$I_{\text{máx}} = k_0 \times \gamma \times h \quad (2.18)$$

Tem-se:

$$0.5 \times 20 \times 4 = 40 \text{ kN/m}^2$$

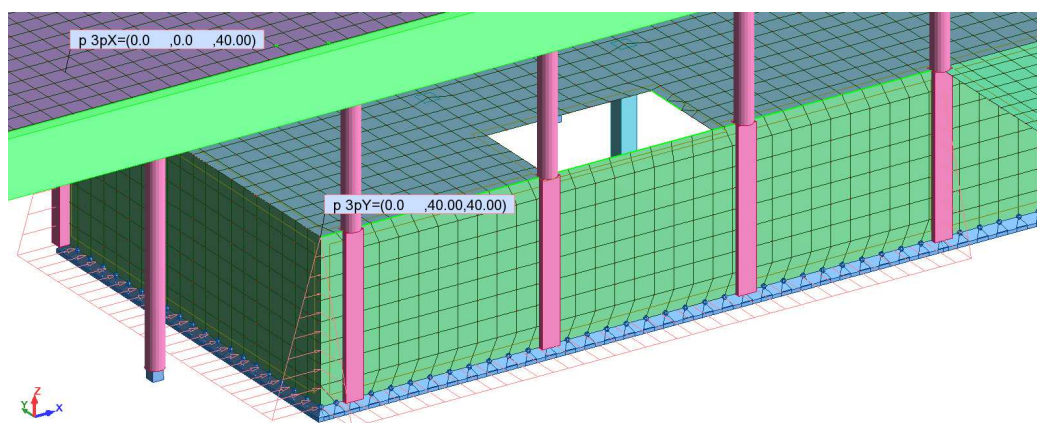
No quadro 20, apresenta-se a ação de impulso de terra bem como o caso de carga correspondente.

Quadro 20 – Ação de Impulso de terra aplicado nos muros enterrados

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	kN/m ²
11	Impulso de Terras	40

A materialização desta ação é realizada por um tipo de carga planar triangular sobre os muros enterrados.

Figura 21 - Materialização do impulso de terras



2.6 MATERIAIS

Os principais materiais a adotar nos diversos elementos estruturais são genericamente os indicados no Quadro 21 e

Quadro 22.

Quadro 21 – Classes de Betão

Elementos Estruturais	Classe de Resistência	Classe de Exposição Ambiental
	NP EN 206-1:2007	NP EN 206-1:2007
Elementos estruturais enterrados	C30/37	XC2
Restantes elementos estruturais	C30/37	XC1
Regularização de fundações	C12/15	X0

Quadro 22 - Classes de aço de armadura

Elementos Estruturais	Classe de Resistência
Armaduras ordinárias	A500 NR
Rede Electrossoldada	A500 EL

Os critérios de durabilidade e segurança são estabelecidos para uma vida útil dos edifícios de 50 anos. Assim as especificações relativas ao betão, nomeadamente as classes de resistência, composição e recobrimentos respeitarão a Especificação LNEC E464-2007 – Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais, sendo as classes de exposição definidas de acordo com a norma NP EN 206-1.

No caso presente, admitindo que o nível freático não afetará os elementos estruturais, foram estabelecidas as classes de exposição XC1 para a estrutura em geral e XC2 para fundações. Estas classes de exposição poderão ser revistas em função da informação dos ensaios de caracterização da agressividade química das águas freáticas. Além das classes de resistência já definidas e que cumprem os requisitos normativos, também os recobrimentos, razão água/cimento, dosagem e tipo de cimento serão definidos de acordo com a especificação LNEC E464, para uma vida útil de 50 anos.

As dimensões mínimas dos elementos estruturais e respetivos recobrimentos, em função dos tempos de resistência ao fogo padrão, tendo em consideração os critérios de resistência, integridade e isolamento dos elementos estruturais, encontram-se definidos no Eurocódigo 2 e nas Recomendações LNEC sobre Verificação da Segurança de Estruturas em Betão Armado e Pré-esforçado em relação à Ação do Fogo, e serão respeitados na elaboração do projeto.

CAPITULO 3 - VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

3.1 ESTADOS LIMITES

Estado limite é um estado a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe foram atribuídas.

Distinguem-se dois tipos de estados limites, dependendo dos prejuízos que resultam da sua ocorrência:

- Estados Limites Últimos (ELU)
- Estados Limites de Utilização/Serviço (ELS)

A verificação da estabilidade estrutural será realizada em relação aos Estados Limite Últimos e aos Estados Limite de Utilização, considerando-se em particular o controlo da deformação e o controlo da Fendilhação.

3.1.1 Estados limites últimos

Estados limites últimos referem-se ao estado de degradação da estrutura que põe em causa a sua estabilidade e segurança, ou seja, a sua ocorrência resulta em prejuízos severos, inclusive a rotura de elementos da estrutura ou da própria estrutura.

Segundo as prescrições do EC2, deve ter-se em consideração diferentes estados limite últimos, consoante a situação em análise.

Estado Limite Último de Equilíbrio – EQU

Verifica-se que este estado ocorre quando uma estrutura, ou parte dela, perde o equilíbrio estático, em que as propriedades resistentes dos materiais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente. As pequenas variações no valor ou distribuição das ações têm grande efeito neste estado.

Estado Limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva - STR

Este estado corresponde à rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais (sapatas, muros de caves, estacas). Ao contrário do estado limite último de equilíbrio, a resistência dos materiais da estrutura é condicionante.

Estado Limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva - GEO

Este estado refere-se à rotura ou deformação excessiva do terreno, cujas características resistentes são significativas para a resistência da estrutura.

Estado Limite Último de Levantamento Global – UPL

Este estado está relacionado à perda de equilíbrio da estrutura ou terreno devido ao levantamento global, provocado pela pressão da água, ou por outras ações verticais.

3.1.1.1 Combinações

Para estes estados limite aplicam-se as seguintes combinações de ações:

- Combinação Fundamental

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \gamma_Q \times \left[\sum_{i \geq 1}^m \psi_{Q,i} \times Q_{k,i} \right] \quad (3.1)$$

- Combinação para situação de projeto sísmico

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1}^m \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (3.2)$$

em que:

G – Ações permanentes;

$Q_{k,1}$ – Ação variável principal;

$Q_{k,i}$ – Ações variáveis secundárias;

P - Valor representativo de uma ação de pré-esforço (ver EC2, EC6, EC8 e ECN 1999);

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica, $A_{Ed} = \gamma_I \times A_{Ek}$

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões (de valor “1,35” nos casos favoráveis, e “1” nos casos desfavoráveis).

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões (de valor “1,5” nos casos favoráveis, e “0” nos casos desfavoráveis).

γ_P – Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço

ψ_0 - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

ψ_1 - Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável

ψ_2 - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

3.1.1.2 Verificação aos estados limite últimos

No ponto anterior foi caracterizada esta verificação de segurança, qual a sua importância e as combinações de ações consideradas durante a sua análise. De seguida apresentam-se os procedimentos utilizados para os diferentes tipos de solicitação.

3.1.1.2.1 Flexão simples

Uma barra encontra-se submetida a flexão pura quando apenas está solicitada por um momento fletor constante. Quando, atua o momento fletor e uma força de corte, a solicitação passa a ser designada de flexão simples.

Em ambos os casos o momento atuante gera internamente um binário de forças que no seu conjunto materializam um momento equivalente ao momento atuante. De fato, uma barra apenas resiste ao momento atuante exterior (M_{Ed}) caso consiga desenvolver um momento interno resistente de sentido contrário (M_{Rd}) e de grandeza igual ou superior ao momento atuante. Assim durante a verificação deve garantir-se que:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (3.3)$$

Segundo o EC2 (ponto 5.3.2.2), “nos casos em que a viga ou a laje é betonada monoliticamente com os apoios, deverá considerar-se para momento de cálculo crítico no apoio o valor à face do apoio. Em geral, deverá considerar-se para o momento de cálculo e a reação transmitidos ao apoio (por exemplo,

pilar, parede, etc.) o maior dos valores elásticos ou redistribuídos”, em que este momento à face não deve ser inferior a 65% do momento de encastramento.

Refere ainda que “no caso de continuidade de uma viga ou de uma laje sobre um apoio que se possa considerar como não impedindo a rotação (por exemplo, sobre paredes), o valor de cálculo dos momentos de apoio, calculados com base nos vãos iguais entre eixos dos apoios, poderá ser reduzido de uma quantidade ΔM_{Ed} :

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} \times t}{8} \quad (3.4)$$

em que:

$F_{Ed,sup}$ - Valor de cálculo da reação de apoio;

t - Largura do apoio.

O EC2, prevê numa análise elástica linear a redistribuição de esforços na verificação de elementos estruturais em relação aos estados limite últimos desde que a distribuição de momentos daí resultante continue a equilibrar as cargas aplicadas;

Refere ainda que “nos casos de vigas ou lajes contínuas solicitadas predominantemente à flexão em que a relação entre vãos adjacentes esteja entre 0.5 e 2, a redistribuição poderá ser efetuada sem verificação da capacidade de rotação desde que:

$$\begin{aligned} \delta &\geq k_1 + k_2 \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,44 \quad k_2 = 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \\ \varepsilon_{cu2} &= 3,5\text{‰} \end{aligned} \quad (3.5)$$

em que:

- δ - Relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;
- x_u - Profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição;
- d - Altura útil da secção, Figura 22.

$$M_{Ed \text{ após redistribuição}} \geq \delta \times M_{Ed \text{ antes redistribuição}} \quad (3.6)$$

Depois de analisar os esforços obtidos e sua redistribuição é feito o dimensionamento admitindo inicialmente que a armadura se encontra em cedência, para isso é necessário que se verifique a seguinte relação:

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad (3.7)$$

Por outro lado, ainda sobre a redistribuição de esforços, o EC 2, refere que não deve ser realizada nos casos em que a capacidade de rotação não possa ser definida com confiança, (no caso de pórticos-pré-esforçados). O EC 2 impede também a redistribuição de esforços no cálculo de pilares.

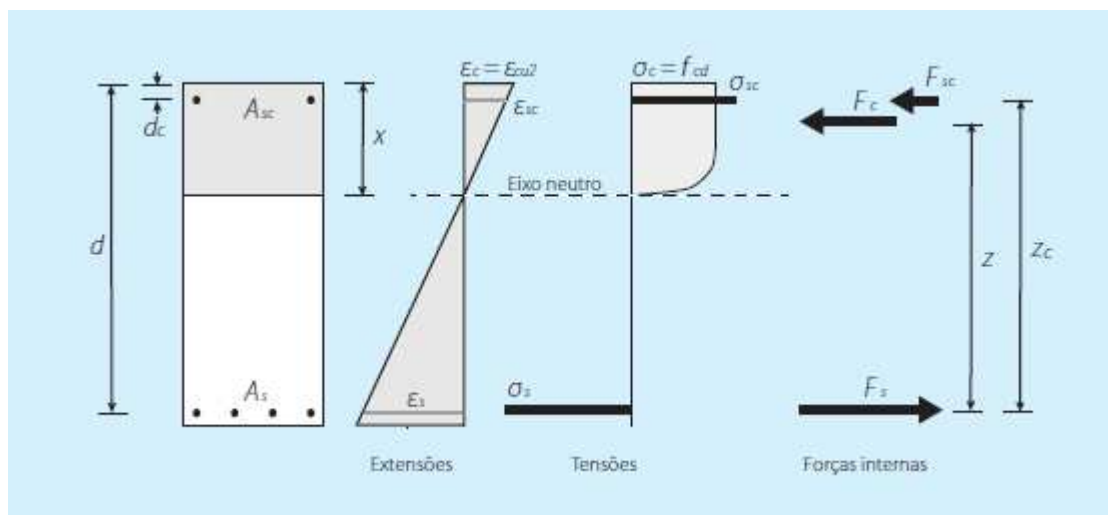


Figura 22 - Diagrama de tensões e extensões e posição do eixo neutro, x [3]

Por uma razão económica deve garantir-se que as armaduras se encontram em cedência de modo a mobilizar de forma integral a capacidade resistente da armadura otimizando os resultados finais de dimensionamento.

Para o cálculo do momento fletor resistente, recorreu-se ao método simplificado do diagrama retangular que permite simular, de forma simples, a resultante das tensões de compressão no betão.

Este método admite uma simplificação no diagrama de tensões de compressão no betão da seguinte forma indicada na Figura 23

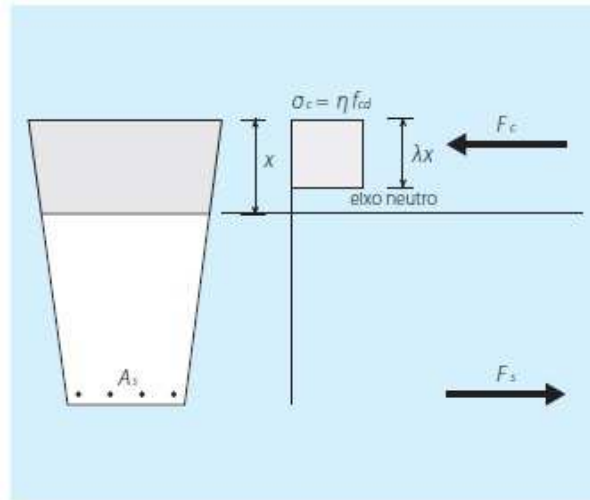


Figura 23 - Distribuição retangular de tensões e posição do eixo neutro [3]

Para betões com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$, os parâmetros λ e η tomam os seguintes valores: $\lambda = 0,8$; $\eta = 1$ [3]

Por ação de um momento exterior, desenvolvem-se no elemento as forças resistentes F_s , F_{sc} e F_c .

$$F_s = A_s \times \sigma_s \quad (3.8)$$

$$F_{sc} = A_{sc} \times \sigma_s \quad (3.9)$$

$$F_c = 0.8 \times x \times b \times f_{cd} \quad (3.10)$$

Assumindo a hipótese de equilíbrio estático, temos o seguinte:

$$\sum M = 0 \leftrightarrow M_{Ed} = F_c \times Z_1 \quad (3.11)$$

$$\sum F = 0 \leftrightarrow F_c + F_{sc} = F_s \quad (3.12)$$

Na situação mais corrente e económica para as estruturas, com rotura da seção pelo betão e com as armaduras em cedência, assume-se a armadura em cedência ($\sigma_s = f_{syd}$) e assumindo que a extensão,

em compressão, do betão, ϵ_c é 3,5 ‰ (valor máximo), por desenvolvimento matemático chega-se às seguintes equações de cálculo:

Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.13)$$

Percentagem mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{syd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (3.14)$$

Profundidade do eixo neutro:

$$\alpha = \frac{x}{d} \quad (3.15)$$

Quer por utilização das equações anteriores, ou por consulta de ábacos e tabelas determina-se para uma dada secção e esforço atuante, a armadura necessária (A_s) para se garantir o equilíbrio estático.

Segundo o EC2, as soluções de armadura devem ainda obedecer aos seguintes requisitos:

$$A_{s,min} < A_s < A_{s,máx} \quad (3.16)$$

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \\ 0.0013 \times b \times d \end{cases} \quad (3.17)$$

$$A_{s,máx} \leq 0.04 \times A_c \quad (3.18)$$

3.1.1.2.2 Flexão Composta

Na flexão composta, a secção encontra-se submetida simultaneamente a momento fletor e a esforço axial. Um dos problemas fundamentais relativamente à flexão composta consiste na interação existente entre estes dois esforços, podendo ao par de esforços N e M mais elevado não corresponder

as maiores armaduras, uma vez que o esforço axial de compressão pode ter uma influência positiva no comportamento da secção. Por este motivo, o conceito de envolvente de esforços deixa de fazer sentido, sendo necessário, quando existem varias combinações de ações, verificar ou dimensionar a secção para todas as combinações possíveis. Assim, uma secção de betão armado com uma determinada armadura poderá resistir apenas a esforço axial, apenas a momento fletor ou a uma combinação de momento fletor e esforço axial. A existência de N e M simultaneamente numa secção não significa que os dois estejam interligados, isto é, pode, em muitos casos, ter-se N fixo e M a variar ou M fixo e N a variar. Por exemplo, nos pilares de um edifício sujeito a ação do vento e da sobrecarga, poderá ser necessário averiguar não só a atuação simultânea do vento e da sobrecarga, mas também os casos em que apenas existe vento ou apenas existe sobrecarga. [3]

Abaixo apresentam-se os diagramas de tensões e extensões, e posteriormente as equações de equilíbrio estático para um elemento sujeito à flexão composta.

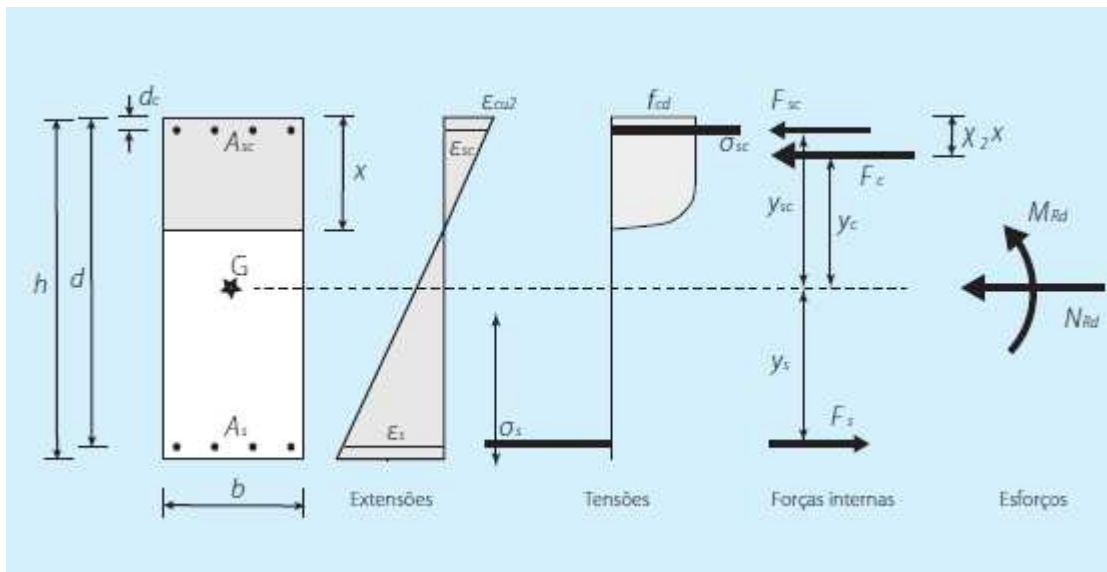


Figura 24 Diagrama de tensões e extensões e posição do eixo neutro, x [3]

$$F_s = A_s \times \sigma_s \quad (3.19)$$

$$F_{sc} = A_{sc} \times \sigma_s \quad (3.20)$$

$$F_c = 0.8 \times x \times b \times f_{cd} \quad (3.21)$$

Assumindo a hipótese de equilíbrio estático, temos o seguinte:

$$\sum M = 0 \leftrightarrow M_{Ed} = F_c \times y_c + F_{sc} \times y_{sc} + F_s \times y_s \quad (3.22)$$

$$\sum F = 0 \leftrightarrow F_c + F_{sc} = F_s + N_{Ed} \quad (3.23)$$

Por simplificação o cálculo de armadura pode ser calculado recorrendo a tabelas e a ábacos, seguindo as seguintes equações:

Esforço axial reduzido:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (3.24)$$

Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times h^2 \times f_{cd}} \quad (3.25)$$

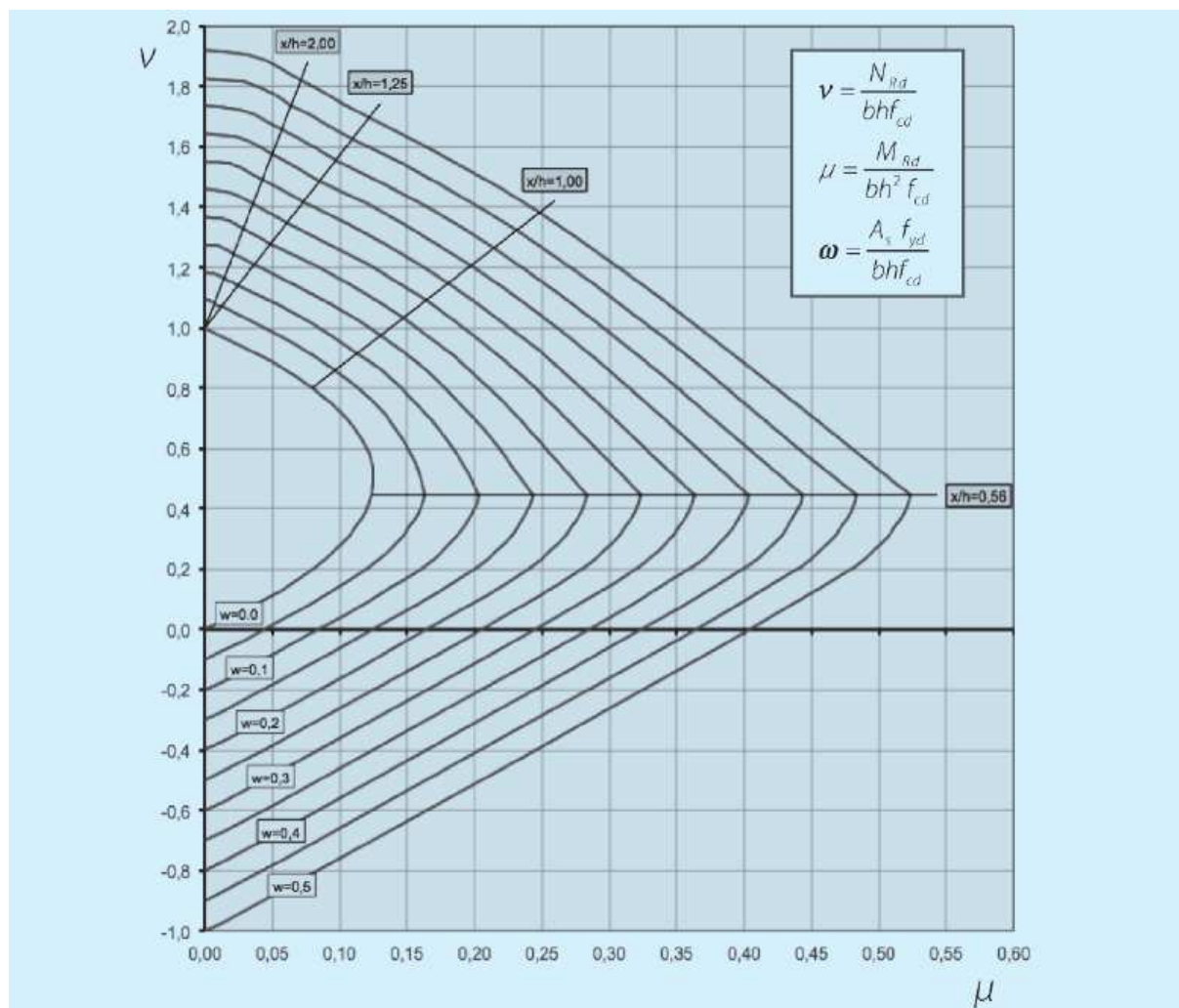
Percentagem mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{syd}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (3.26)$$

Armadura necessária:

$$A_s = \frac{\omega \times b \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.27)$$

A resolução das equações de flexão composta para os diversos domínios possíveis pode ser realizada através de diagramas de interação esforço axial-momento fletor. Estes diagramas, ver Figura 25, permitem dimensionar a armadura ou verificar a capacidade resistente conforme seja necessário.

Figura 25 - Diagramas de interação $M_{Rd}-N_{Rd}$ em flexão composta [3]

Interação entre esforço axial e momento fletor

Os esforços N_{Ed} e M_{Ed} podem estar ligados ou desligados, ver Figura 26. No primeiro caso, os esforços resultam de uma ação que provoca simultaneamente flexão e esforço axial e em termos de dimensionamento facilmente se constata que quanto maior for o esforço, maior será a armadura necessária. Pelo contrário, no caso de os esforços estarem desligados, isto é não serem correlacionados, pelo facto de resultarem de ações independentes, não será possível determinar à priori qual a situação mais desfavorável. No exemplo da Figura 26, que representa esforços desligados, verifica-se que entre as combinações 1 e 2, a mais desfavorável é a que possui maior esforço axial, enquanto entre as combinações 3 e 4, a mais desfavorável é a que possui menor esforço axial. Observa-se mesmo que no caso ilustrado, a combinação mais desfavorável é a combinação 3, que possui o menor esforço axial de todos.[3]

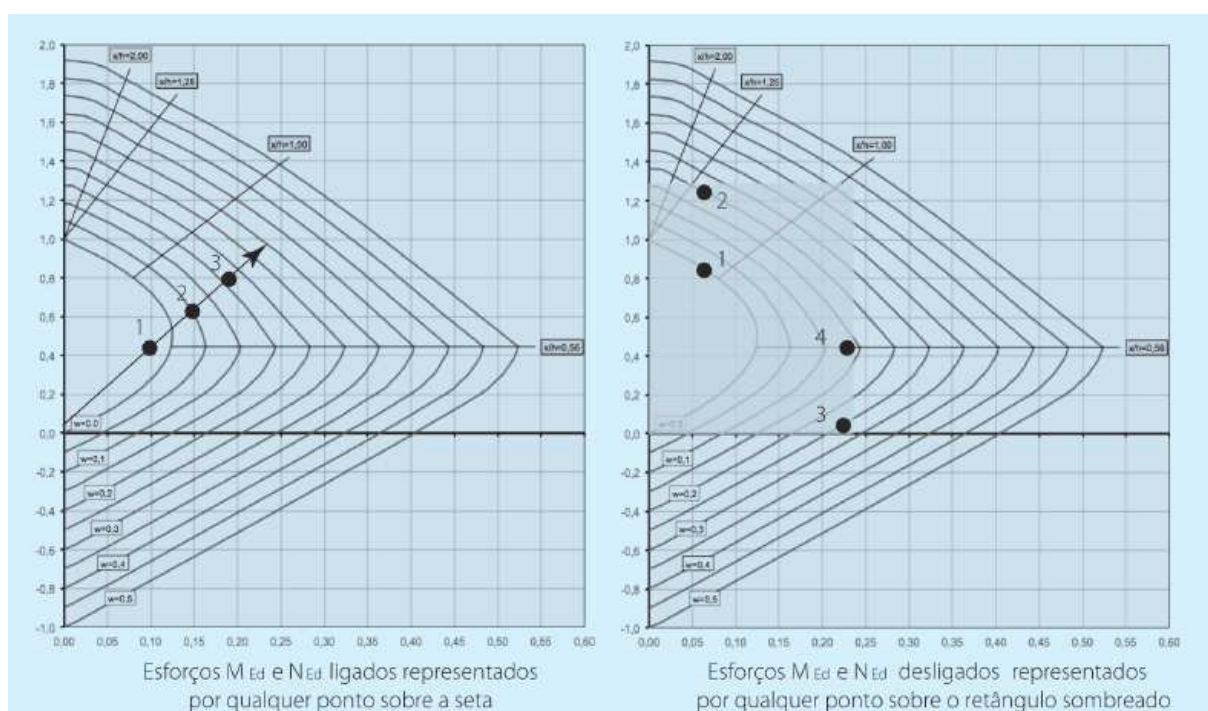


Figura 26 - Relação entre esforços N_{Ed} e M_{Ed} no dimensionamento [3]

Este exemplo permite ilustrar que no caso da flexão composta, não é possível referir envolventes de esforços mas apenas envolventes de armadura. Repare-se que a envolvente dos esforços das quatro combinações conduziria, neste caso, a um sobredimensionamento considerável da armadura. Noutras situações e admitindo que as únicas combinações eram a 3 e a 4, a envolvente dos esforços conduziria a um subdimensionamento. [3]

3.1.1.2.3 Verificação ao esforço transversal

Todos os elementos em betão armado não necessitam de armadura de esforço transversal quando se verifica a seguinte relação:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.28)$$

em que:

v_{Ed} – Esforço transversal atuante;

$v_{Rd,c}$ – Esforço transversal resistente pela seção de betão.

Para calcular o valor do esforço transversal resistente segue-se a seguinte equação proposta pelo EC2:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \geq 0.0035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \times b_w \times d \quad (3.29)$$

com:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad (3.30)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad (3.31)$$

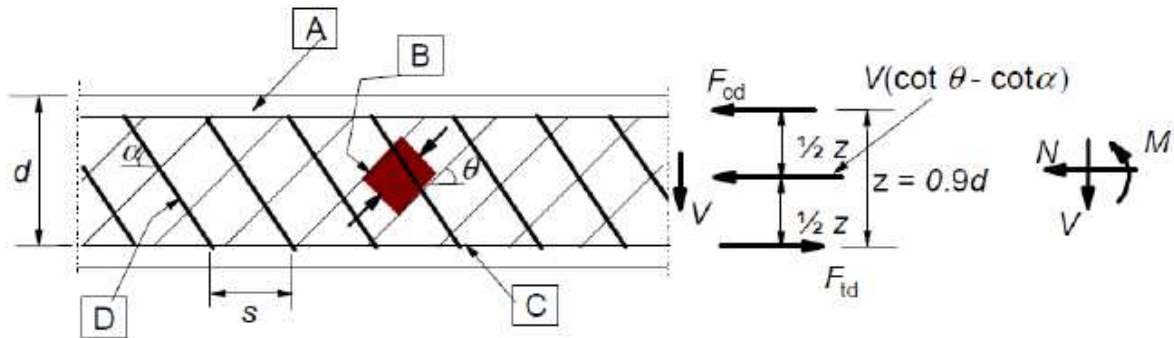
$$\rho_l = A_{sl} \times b_w \times d \leq 0,02 \quad (3.32)$$

em que:

A_{sl} – Área da armadura tracionada;

b_w – Menor largura da secção transversal

Para o cálculo da armadura de esforço transversal, o EC2 propõe o modelo de treliça de apresentado na Figura 27.



α - Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

z - Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento considerado.

Figura 27 - Modelo treliça (EC2)

$$z = 0,9 \times d \quad (3.33)$$

Seguindo o ponto 6.2.3 do EC2 o ângulo θ tem um valor limitado. Os limites recomendados são:

$$1 < \cotg(\theta) \leq 2,5 \quad (3.34)$$

Em elementos com armaduras de esforço transversal constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} , é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$V_{Rd,s} = A_{sws} \times z \times f_{ywd} \times \cotg(\theta) \quad (3.35)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v \times f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tan(\theta)} \quad (3.36)$$

em que:

A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existente no comprimento “s”;

s – Espaçamento entre estribos;

f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, cujos valores são:

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 & \text{para estruturas não pré – esforçadas} \\ (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \times f_{cd} \\ 1,25 & \text{para } 0,25 \times f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \times f_{cd} \\ 2,5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{para } 0,5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 \times f_{cd} \end{cases} \quad (3.37)$$

σ_{cp} – tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal. Deverá ser obtida efetuando a média em toda a secção de betão tendo em conta a armadura. Não é necessário calcular σ_{cp} a uma distância inferior a $0,5d \cot \theta$ da face do apoio.

v – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$v = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (3.38)$$

O cálculo das armaduras de esforço transversal é dado por:

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \times \cotg(\theta)} \quad (3.39)$$

$$\frac{A_{sw}}{S} \min = \frac{0.08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b_w \quad (3.40)$$

A taxa de armadura de esforço transversal, ρ_w , é dada pela equação (3.41) e deve ser superior ao $\rho_{w,min}$ dado pela equação (3.42).

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S} \times b_w \quad (3.41)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \times \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (3.42)$$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} \quad (3.43)$$

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal, dado pela equação (3.44), depende da altura útil, d , do elemento e da inclinação dos estribos α :

$$S_{l,máx} = 0.75 \times d \times (1 + \cotg(\alpha)) \quad (3.44)$$

O espaçamento transversal máximo entre ramos, proposto pelo EC2, é calculado pela equação (3.45).

$$S_{t,máx} = 0.75 \times d \leq 600 \text{ mm} \quad (3.45)$$

De um modo simplificado, na Figura 28 ilustra-se um fluxograma orientativo do método de análise ao esforço transversal.

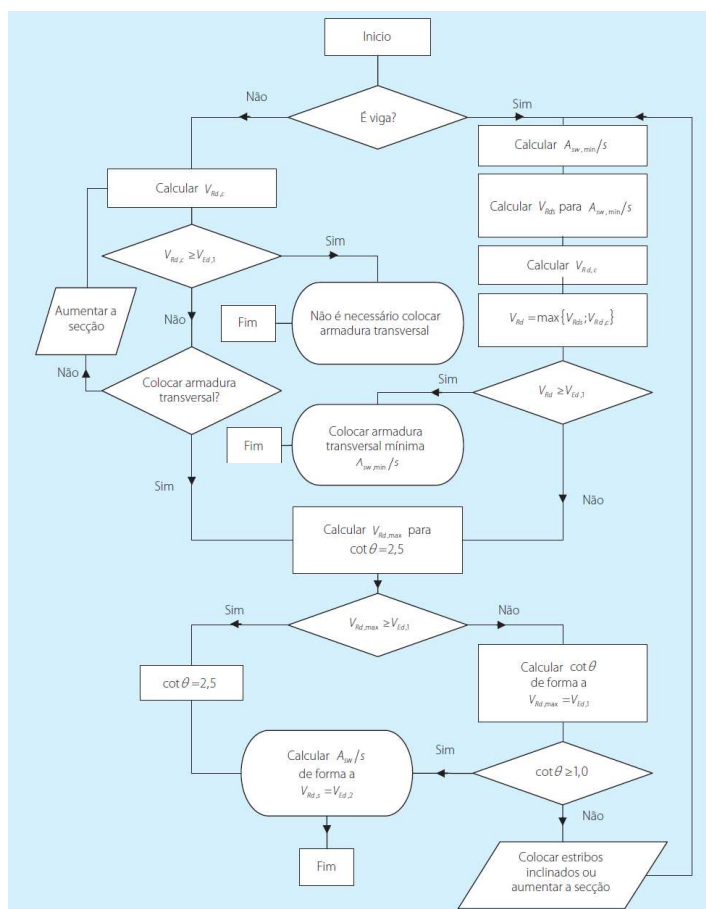


Figura 28 - Fluxograma de análise ao esforço transversal [3]

3.1.1.2.4 Verificação ao Punçoamento

O punçoamento é um problema de esforço transversal que se desenvolve em torno de uma área carregada. A resistência a este fenómeno depende da espessura do elemento horizontal, laje ou sapata, da geometria do pilar ou da área carregada, da resistência do betão, entre outros.

As situações mais usuais em que a segurança ao punçoamento tem de ser verificada são:

- Zonas envolventes de pilares em lajes fungiformes;
- Lajes sujeitas a cargas concentradas;
- Fundações diretas.

A verificação da segurança ao punçoamento deve começar por avaliar se é excedido o valor limite de esmagamento do betão.

O método de cálculo baseia-se na verificação da zona à face do pilar u_0 e no primeiro perímetro de controlo u_1 .

Antes de mais convém referir alguns conceitos básicos:

$v_{Rd,c}$ - Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

$v_{Rd,cs}$ - Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

$v_{Rd,máx}$ - Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Segundo o EC2 o primeiro perímetro de controlo dista $2d$ da área carregada, e deve ter um desenvolvimento mínimo como os exemplos apresentados na Figura 29.

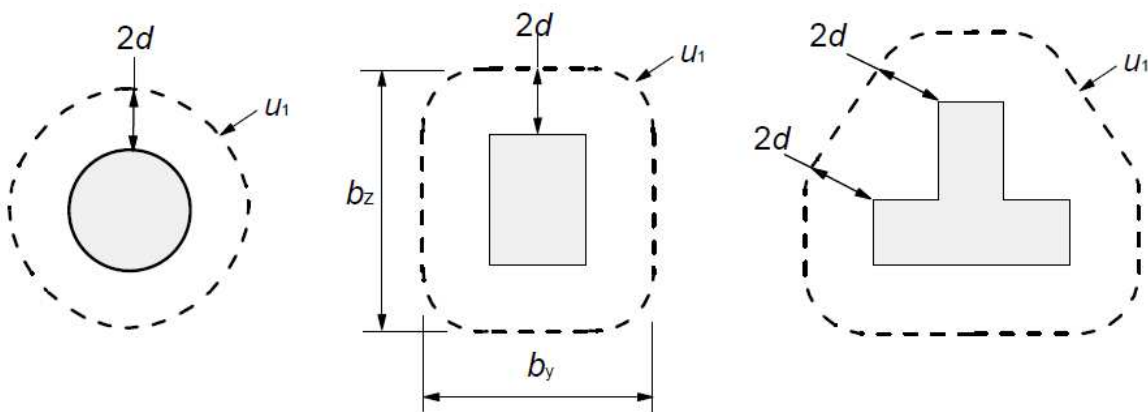


Figura 29 - Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas [EC2]

No perímetro do pilar a tensão atuante não deve exceder o valor máximo da tensão de punçoamento, como descrito na equação (3.46).

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,máx} \quad (3.46)$$

Sendo $v_{Rd,máx}$ a tensão máxima resistente ao punçoamento dada por:

$$v_{Rd,máx} = 0,5 \times v \times f_{cd} \quad (3.47)$$

em que:

v - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal dado pela equação (3.48)

$$v = 0.6 \times \left[\frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (3.48)$$

No perímetro do pilar a tensão atuante é dada pela equação (3.49).

$$v_{Ed} = \frac{\beta \times v_{Ed}}{u_0 \times d} \quad (3.49)$$

em que:

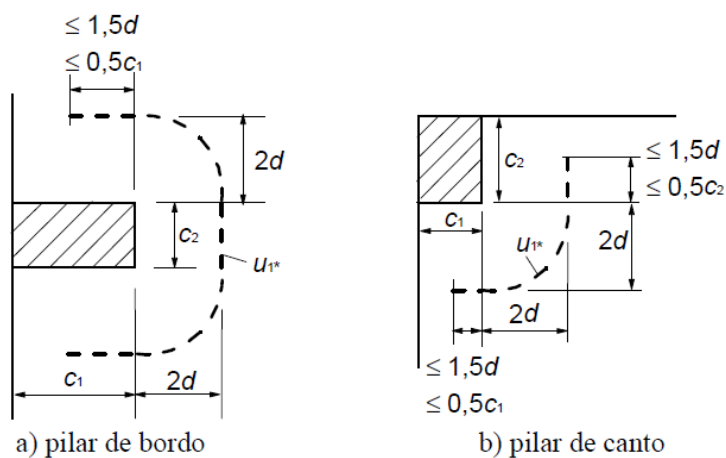
u_0 - Para um pilar interior $u_0 =$ perímetro de controlo do pilar ;

Para um pilar de bordo $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2 \times c_1$;

Para um pilar de bordo $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$.

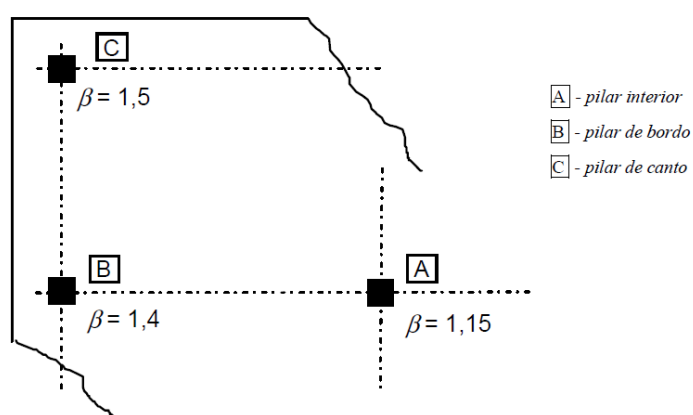
c_1, c_2 - Dimensões do pilar representadas na Figura 30

β – Ver Figura 31

Figura 30 - Perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido u_{1*} [EC2]

O coeficiente β da equação é determinado em função da localização do pilar, forma do pilar e existência de excentricidade numa ou nas duas direções. Este coeficiente traduz o facto de a tensão não ser uniforme no perímetro de controlo quando existem excentricidades.

Para a análise por métodos simplificados, em que a estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares, e em que os vãos dos tramos adjacentes não diferem mais de 25 % [3], podem ser considerados os valores aproximados apresentados na Figura 31.

Figura 31 - Valores recomendados para β [EC2]

Nos restantes casos, deves determinar-se o valor de β com maior rigor, de acordo com as seguintes secções.

Pilar Interior

Pilares retangulares com excentricidade numa direcções

$$\beta = 1 + k \times \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \times \frac{u_1}{W_1} \quad (3.50)$$

em que:

k- Coeficiente que depende da relação entre c_1 e c_2 do pilar. O seu valor é dado pelo Quadro 23.

Quadro 23 - Valores de k

c_1/c_2	≤ 0.5	1	2	≥ 3
k	0.45	0.60	0.70	0.80

W_1 - corresponde a uma distribuição de tensões tangenciais, e é função do primeiro perímetro de controlo u_1 :

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times d \times \pi \times c_1 \quad (3.51)$$

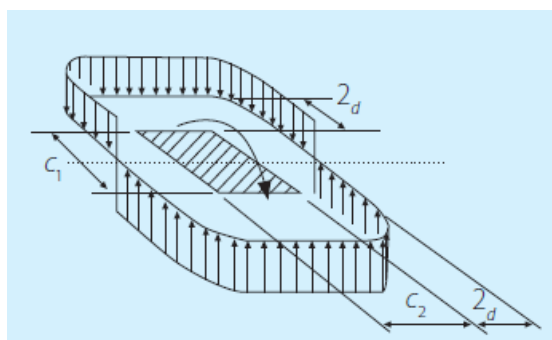


Figura 32 - Distribuição de tensões tangenciais [3]

Pilares retangulares com excentricidade nas duas direções

$$\beta = 1 + 1.8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (3.52)$$

em que:

e_y, e_z – representam as excentricidades M_{Ed}/N_{Ed} , segundo os eixos de y e z, respetivamente;
 b_y, b_z – dimensões do perímetro de controlo, segundo os eixos de y e z, respetivamente

Pilares circulares

$$\beta = 1 + 0.6 \times \pi \times \frac{e}{D + 4 \times d} \quad (3.53)$$

em que:

D- Diâmetro do pilar

Pilares de bordo

Duas excentricidades

Quando existem duas excentricidades, uma na direção perpendicular ao bordo da laje, dirigida para o interior e outra excentricidade na direção paralela ao bordo [3]:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \times \frac{u_1}{W_1} \times e_{\text{par}} \quad (3.54)$$

em que:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_1 \times d + 8 \times d^2 + c_2 \times d \times \pi \quad (3.55)$$

e_{par} - Excentricidade na direção paralela ao bordo da laje, ver figura abaixo,

u_1^* - Contorno de controlo de referencia reduzido

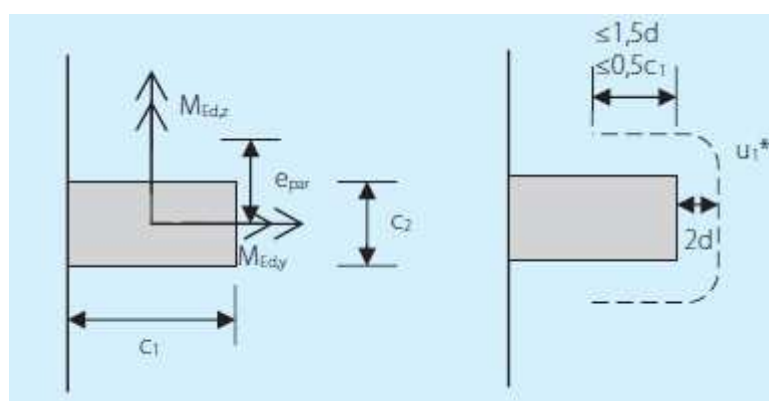


Figura 33 - Perímetro do contorno de controlo de referência reduzido u_1^* para pilar de borda com excentricidade paralela ao bordo, e_{par} . [3]

Excentricidade para o exterior

Sempre que a excentricidade na direção perpendicular ao bordo da laje é dirigida para o exterior, aplica-se a equação abaixo, e para o valor de W_1 , deve considerar-se a excentricidade medida desde o centro de gravidade do contorno de controlo [3].

$$\beta = 1 + k \times \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \times \frac{u_1}{W_1} \quad (3.56)$$

Segundo o ponto 6.4.3(2) do EC2 necessidade ou não de armadura de punçoamento determina-se através das seguintes relações:

$$\begin{cases} v_{Ed} \leq v_{Rd,c}, \text{ não é necessária armadura de punçoamento} \\ v_{Ed} > v_{Rd,c}, \text{ é necessária armadura de punçoamento} \end{cases} \quad (3.57)$$

em que:

$$v_{Rd,c} = 0,12 \times k (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1 \times \sigma_{cp} \geq v_{\min} + 0,1 \times \sigma_{cp} \quad (3.58)$$

No caso de v_{Ed} exceder o valor $v_{Rd,c}$ para a secção de controlo considerada, deverá adotar-se uma armadura de punçoamento. No caso de sapatas será necessário redimensionar a secção, aumentando as dimensões da área carregada ou a espessura do elemento.

No caso em que seja necessária armadura de punçoamento, esta deverá ser calculada de acordo com a equação:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times (1/(u_1 \times d)) \times \sin \alpha \quad (3.59)$$

em que:

- A_{sw} - Área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar [mm^2];
- s_r - Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm];
- $f_{ywd,ef}$ - Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por: $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$ [MPa];
- d - Média das alturas úteis nas direções ortogonais [mm];
- α - Ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

A equação anterior indica apenas a armadura que é necessário colocar em cada perímetro em torno do pilar e o espaçamento entre os diversos perímetros. Não indica, portanto, o número de perímetros a colocar. Para determinar este número é necessário analisar a partir de que distância a laje verifica o punçoamento sem armadura de punçoamento. O perímetro de controlo para o qual não é necessário a armadura de punçoamento u_{out} é dado pela equação (3.60). [3]

$$u_{out} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \times d} \quad (3.60)$$

O número de perímetros a colocar deverá ser determinado para que o ultimo perímetro esteja a uma distância inferior a $1,5d$ do perímetro u_{out} . Devem, no entanto, ser colocados pelo menos dois perímetros de armadura. O espaçamento radial dos perímetros de armadura de punçoamento, s_r , deve ser inferior a $0,75d$. [3]

As armaduras de punçoamento são normalmente dispostas de acordo com as geometrias representadas na Figura 34, em que cada circunferência representa um estribo vertical. O espaçamento entre ramos dos estribos na direção tangencial, s_t , não deverá ser superior a $1,5d$ no interior do primeiro perímetro de controlo (localizado a menos de $0,5d$ da área carregada) e não deverá ser superior a $2d$ para os perímetros exteriores ao primeiro perímetro de controlo na extensão, que se considera contribuir para a capacidade resistente ao punçoamento. [3]

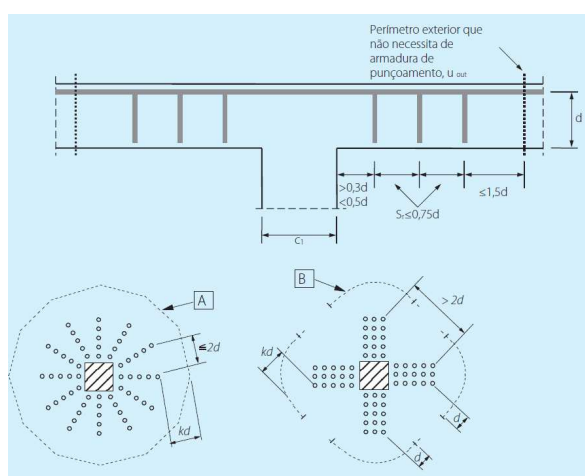


Figura 34 - Contorno de controlo para pilares interiores [3]

A área de um ramo de um estribo não deve ser inferior a $A_{sw,min}$, dada pela equação (3.61).

$$A_{sw,min} \geq 0.08 \times \frac{S_r \times S_t}{1.5 \times \sin \alpha + \cos \alpha} \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.61)$$

em que:

S_t - espaçamento dos estribos na direção tangencial.

Na Figura 35 e Figura 36, apresentam-se os fluxogramas para o cálculo do punçoamento em lajes e sapatas respetivamente.

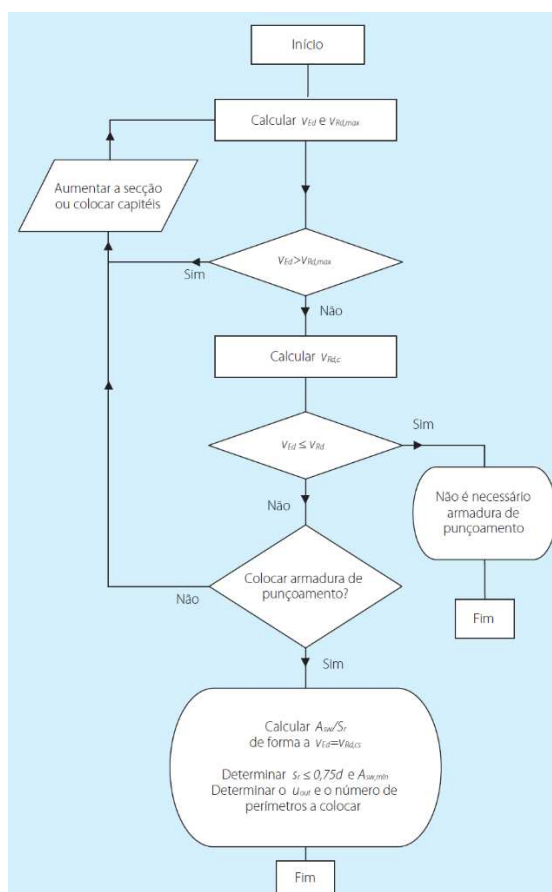


Figura 35-Fluxograma para o cálculo do punçoamento em lajes [3]

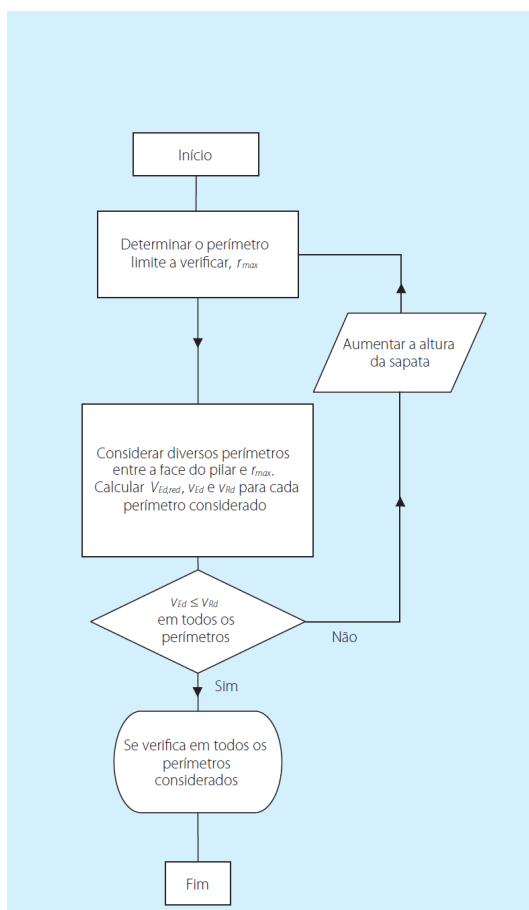


Figura 36 - Fluxograma para o cálculo do punçoamento em sapatas [3]

3.1.2 Estados limites de utilização

Os estados limite de utilização são estados dos quais resultam prejuízos pouco severos para a estrutura e estão associados à duração das ações. Estes estados não comprometem a estabilidade ou segurança da estrutura, mas estão associados à sua funcionalidade e durabilidade.

No dimensionamento estrutural são considerados os seguintes estados limites de utilização: a limitação de tensões, a deformação não compatível com as condições de serviço e a fendilhação que poderão diminuir a capacidade resistente ou tornar os elementos inaceitáveis.

3.1.2.1 Combinações

Para estes estados limite aplicam-se as seguintes combinações de ações:

- Combinação Rara/Característica

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1}^m \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (3.62)$$

- Combinação Frequente

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1}^m \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (3.63)$$

- Combinação Quase-Permanente

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1}^m \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (3.64)$$

em que:

ψ_0 - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

ψ_1 - Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável

ψ_2 - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

No presente projeto consideram-se os seguintes coeficientes de combinação, apresentados no Quadro 24, para edifícios de categoria C – Zonas de reunião de pessoas, propostos pelo EC0.

Quadro 24 – Coeficientes de combinação para edifícios de categoria C [EC0]

Ação Variável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria C, zona de reunião de pessoas	0.7	0.6	0.6
Categoria H, coberturas	0	0	0

3.1.2.2 Verificação aos estados limites de serviço

3.1.2.2.1 Verificação à fendilhação

Segundo o EC2 “A fendilhação deve ser limitada de modo que não prejudique o funcionamento correto ou a durabilidade da estrutura nem torne o seu aspeto inaceitável”.

As fendas podem ser aceites, sem procurar limitar a sua largura ou evitar a sua formação, desde que não prejudiquem o funcionamento da estrutura.

Segundo o preconizado no EC2, deve definir-se um valor limite w_{max} para a largura de fendas, w_k , tendo em conta a função e natureza da estrutura e os custos associados às medidas necessárias à limitação da fendilhação conforme indicado no Quadro 25.

Quadro 25 - Valores recomendados de $w_{\text{máx}}$ (mm)

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
<p>NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.</p> <p>NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.</p>		

A largura de fendas pode ser calculada de acordo com uma metodologia preconizada no EC2, 7.3.4.

Cálculo da largura de fendas

Pode ser calculada segundo a equação (3.65).

$$w_K = S_{r,\text{máx}} \times (\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}) \quad (3.65)$$

em que:

$S_{r,\text{máx}}$ - Distância máxima entre fendas;

ε_{sm} - Extensão média da armadura para a combinação de ações considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão tracionado. Considera-se apenas a extensão de tração que ocorre para além do estado de extensão nula do betão no mesmo nível;

ε_{cm} - Extensão média no betão entre fendas.

Cálculo da diferença entre extensões médias de armadura e betão $\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}$, poderá ser calculada pela equação:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.66)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (3.67); (3.68)$$

em que:

A_s – Área da armadura tracionada;

$A_{c,eff}$ – Área da secção efetiva de betão tracionado dado por:

$$A_{c,eff} = b \times h_{c,ef} \quad (3.69)$$

$h_{c,ef}$ – Altura efetiva igual ao menor dos seguintes valores:

$$2,5 \cdot (h - d) \quad ; \quad \frac{(h - x)}{3} \quad ; \quad \frac{h}{2} \quad (3.70); (3.71); (3.72)$$

σ_s - Tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada. Para elementos pré-esforçados por pré-tensão, σ_s poderá ser substituído pela variação $\Delta\sigma_p$ de tensões nas armaduras de pré-esforço a partir do estado de extensão nula do betão no mesmo nível;

k_t - Coeficiente função da duração do carregamento:

$k_t = 0,6$ para ações de curta duração;

$k_t = 0,4$ para ações de longa duração

$$s_{r,max} = 3.4 \times c + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.73)$$

em que:

ϕ – Diâmetro dos varões da armadura ordinária.

c - Recobrimento das armaduras longitudinais;

3.1.2.2.2 Verificação à deformação

A deformação de um elemento ou estrutura não deve por em causa o seu funcionamento. Tendo em conta a função da estrutura e a sua natureza devem ser estabelecidos valores limite para as deformações.

No caso de vigas ou lajes não é necessário calcular as flechas se forem respeitados os limites da relação vão/altura como se especifica a seguir.

No que diz respeito aos limites da flecha de um elemento, o EC2 admite dois valores possíveis para as combinações de ações quase-permanentes.

- $L/250$ – funcionamento adequado
- $L/500$ – danos em elementos não estruturais.

Ainda segundo o EC2, as deformações podem ser verificadas pelo cálculo de flechas pela equação abaixo:

$$\alpha = \zeta \times \alpha_{II} + (1 - \zeta) \times \alpha_I \quad (3.74)$$

em que:

α – é a flecha elástica instantânea;

α_I, α_{II} - Valores da flecha calculados, respetivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado;

ζ - Coeficiente de distribuição (que tem em conta a contribuição do betão tracionado)

$$\zeta = 1 - \beta \times \left(\frac{M_{cr}}{M} \right) \quad (3.75)$$

em que:

$\zeta = 0$, Para secções não fendilhadas;

β - Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento:

= 1,0 para um único carregamento de curta duração;

= 0,5 para um carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos;

M_{cr} – Momento de fendilhação;

M – Momento atuante.

3.1.3 Verificações de segurança à ação sísmica e análise modal

3.1.3.1 Estado limite último

Segundo o EC8, ponto 4.4.2, “Considera-se satisfeito o requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último) na situação sísmica de cálculo quando são cumpridas as seguintes condições relativas a resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e juntas sísmicas. Abaixo apresentam-se alguns aspetos mais relevantes.

Condições de Resistência

Para todos os elementos estruturais deve garantir-se a condição de segurança:

$$E_d \leq R_d \quad (3.76)$$

Não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$) se for satisfeita a em todos os pisos a condição proposta pela expressão (3.77).

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{v_{tot} \times h} \leq 0.10 \quad (3.77)$$

em que:

- θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} – Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
- d_r – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado;
- V_{tot} – Força de corte sísmica total no piso considerado;
- h – altura entre pisos;

Se $0,1 < \theta \leq 0,2$, os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1 - \theta)$.

O valor do coeficiente θ não deve ser superior a 0,3.

Condições de ductilidade global e local

Segundo o EC8, “deve verificar-se que tanto os elementos estruturais como a estrutura no seu todo possuem ductilidade adequada, tendo em conta o aproveitamento da ductilidade expectável associada ao sistema estrutural escolhido e ao coeficiente de comportamento.”;

“Nos edifícios com vários pisos, deve evitar-se a formação de um mecanismo plástico de piso flexível, uma vez que tal mecanismo pode induzir, nos pilares do piso flexível, exigências de ductilidade local excessivas”. Em edifícios com estrutura porticada, deverá satisfazer-se o princípio do pilar forte – viga fraca em todos os nós em ambas as direções, conforme a expressão (3.78)

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \times \Sigma M_{Rb} \quad (3.78)$$

em que:

- ΣM_{Rc} – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó;
- ΣM_{Rb} – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao mesmo nó.

Condições de Equilíbrio

Neste aspeto o EC8 prescreve que “a estrutura do edifício deve ser estável – incluindo o derrubamento ou o deslizamento – na situação de projeto sísmica”.

Resistência dos diafragmas horizontais

O EC8, refere que “os diafragmas e as cintagens em planos horizontais devem ser capazes de transmitir, com uma sobrerresistência suficiente, os esforços sísmicos de cálculo aos sistemas de contraventamento a que estão ligados”

Refere também que se considera satisfeito o requisito indicado acima se, para as necessárias verificações de resistência, os esforços sísmicos no diafragma obtidos da análise forem multiplicados por um coeficiente de sobrerresistência γ_d . Para modos de rotura frágil tais como γ_d toma o valor 1.3 enquanto que para modos de rotura dúctil toma o valor 1.1.

3.1.3.2 Limitação de danos

O Eurocódigo 8, na verificação à segurança sob a ação sísmica, assume que deve que “estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os da própria estrutura”. Assim o ponto 4.4.3.2 assume que para a ação sísmica afim, de se cumprir a limitação de danos, deve-se limitar o deslocamento entre pisos dentro dos seguintes valores:

- Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r \times v \leq 0.005 \times h \quad (3.79)$$

- Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \times v \leq 0.0075 \times h \quad (3.80)$$

- Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r \times v \leq 0.010 \times h \quad (3.81)$$

em que:

d_r - Valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

h - Altura entre pisos;

v - Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

Segundo o anexo nacional o valor recomendado de v são 0.4 para as ação sísmica Tipo 1 e 0.55 para a ação sísmica Tipo 2.

3.1.3.3 Análise Modal

A análise sísmica baseia-se na identificação dos modos de vibração característicos da estrutura e as frequências de vibração associadas. Deste modo, antes da análise sísmica, é fundamental a realização desta análise.

A título introdutório, convém referir que esta análise, para além de necessária para a análise sísmica estrutura, permite detetar eventuais erros de modelação, que podem manifestar-se por:

- Frequências fundamentais não coerentes com a rigidez global da estrutura;
- Existência de modos locais de vibração, que denunciam incompatibilidades entre os elementos modelados;
- Participações modais ou de massa incoerentes com a rigidez relativa mobilizada por cada modo ou com as restrições de deslocamentos ou ligações ao solo;

Geralmente os modos mais relevantes são os três primeiros, que genericamente correspondem a dois módulos de translação, nas duas direções ortogonais, e um de torção. Sendo este comportamento mais evidente quanto menor a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa.

No entanto para esta análise ser verdadeiramente representativa do comportamento do edifício, deve seguir-se o proposto no ponto 4.3.3.3 do EC8, que refere dever ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

Sendo satisfeitos estes requisitos especificados se puder ser demonstrada uma das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90 % da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5 % da massa total devem ser considerados.

Para a execução desta análise, segundo prescrição regulamentar, ponto 4.2.1.5 do EC8, deve-se também considerar os pavimentos, incluindo a cobertura como diafragmas rígidos, indeformáveis no plano, possibilitando assim uma transmissão de forças integral entre todos os pontos ao nível do mesmo plano de pavimento.

Seguindo também proposto pelo ponto 3.2.4 (2) do EC8, para efetuar esta análise, “os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações”, portanto, previamente à análise modal deve-se “converter” as ações verticais em massa, seguindo a seguinte combinação:

$$\sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + \sum_{i \geq 1}^m \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (3.82)$$

em que:

$G_{k,j}$ – Ações permanentes;

$Q_{k,i}$ – Ações variáveis;

$\psi_{E,i} = \phi \times \psi_{2i}$

ϕ – Coeficiente para calcular $\psi_{E,i}$, que depende da categoria do piso.

ψ_2 – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

Quadro 26 - Valores φ de para calcular $\psi_{E,i}$

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1.0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0.8
	Pisos com ocupações independentes	0.5

No que diz respeito às cargas permanentes, são contabilizadas como massa estrutural, ou seja, todas as cargas permanentes participam quando um sismo atua.

Par quantificar quais os efeitos totais da ação sísmica num edifício, para cada grau de liberdade, deve ter-se em consideração a contribuição da resposta sísmica em cada um dos modos de vibração, denominado método da sobreposição modal. Dado, que para grau de liberdade, esta resposta não ser máxima para todos os modos de vibração no mesmo instante de tempo, seria erróneo obter-se a resposta total através da soma das respostas máximas de cada modo.

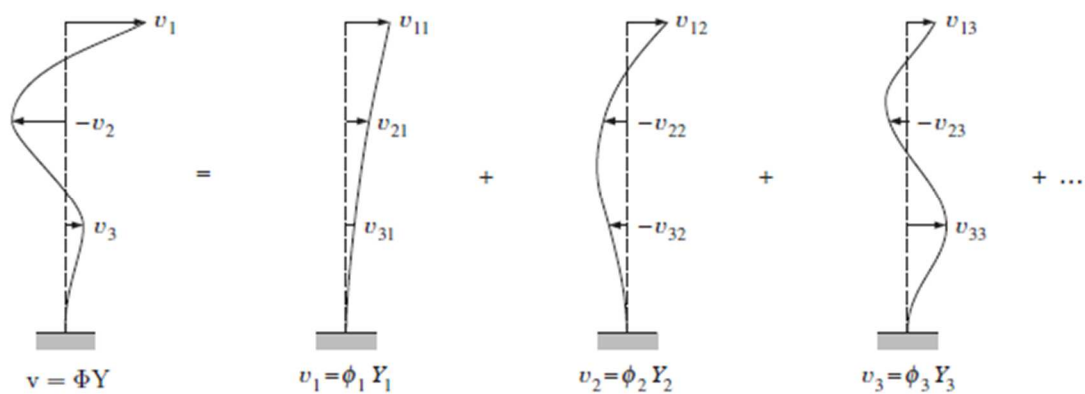


Figura 37 – Princípio do método da sobreposição modal (12)

Assim para cada grau de liberdade, o método da sobreposição global deve ser materializado de uma das seguintes duas formas:

-
- Através da combinação quadrática simples, CQS, quadrado da soma dos quadrados, SRSS (square root of the sum of the squares). Neste método o valor máximo da resposta é estimado através da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta dessa grandeza em cada modo:

$$Q = \sqrt{\sum_{i=1}^n Q_{i,máx}^2} \quad (3.83)$$

sendo:

$Q_{i,máx}$ – A resposta máxima de cada modo, que podem ser deslocamentos, esforço ou aceleração.

Este método tem a desvantagem de apenas poder ser considerado desde que as frequências dos vários modos estejam suficientemente afastadas, isto é, que dois modos sucessivos não são interdependentes entre si caso contrário são propostas outras combinações como é o caso da Combinação Quadrática Completa (CQC) que permite combinar as respostas máximas de modos com qualquer relação de frequências entre si.

Consideram-se que os modos não são interdependentes desde que se verifique :

$$\frac{T_j}{T_i} \leq 0.9 \times j \leq i \quad (3.84)$$

em que:

T_j, T_i – são períodos de vibração de dois modos sucessivos.

- Através Combinação quadrática completa CQC.

$$Q = \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} Q_{i,m\acute{a}x} Q_{n,m\acute{a}x}} \quad (3.85)$$

em que:

$Q_{i,m\acute{a}x}$ – A resposta máxima de cada modo, que podem ser deslocamentos, esforço ou aceleração.

$\rho_{i,j}$ – Coeficiente de correlação entre modos i e j

Durante a análise sísmica devem ter-se em consideração a combinação de efeitos, EC8,4.3.3.5. Esta pode ser materializada pelas denominadas combinações de Newmark. Estas admitem que quando o sismo atua com o valor máximo na direção X , o mesmo não atua com o valor máximo na outra direção, o que significa que os máximos nunca ocorrem ao mesmo tempo.

O EC8, define a combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica, que visa combinar a ação sísmica nas duas direções principais em que o edifício se desenvolve, x e y . A ação sísmica é considerada de forma independente nas direções ortogonais, tendo:

$$E_d = E_{Edx} \pm 0.3 \times E_{Edy} \quad (3.86)$$

$$E_d = 0.3 \times E_{Edx} \pm E_{Edy} \quad (3.87)$$

em que:

E_{Edx} – Ação sísmica na direção X

E_{Edy} – Ação sísmica na direção Y

Para quantificar os efeitos da ação sísmica deve ter-se em consideração a combinação de ações expressa na equação (3.88):

$$E_d = \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1}^m \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (3.88)$$

em que:

G – Ações permanentes;

$Q_{k,1}$ – Ação variável principal

$Q_{k,i}$ – Ações variáveis secundárias

P - Valor representativo de uma ação de pré-esforço (ver as EN 1992 a EN 1996 e EN 1998 a EN 1999)

A_{Ed} – Valor de calculo da ação sísmica, $A_{Ed} = \gamma_I \times A_{Ek}$

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões (de valor “1,35” nos casos favoráveis, e “1” nos casos desfavoráveis).

CAPITULO 4 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.1 INTRODUÇÃO

Após a definição da solução estrutural, o passo seguinte consiste no pré-dimensionamento dos elementos estruturais com o objetivo de determinar as dimensões que em princípio, satisfazem as condições exigidas para a verificação aos estados limite último e estados limite de utilização. Finalizada esta fase, a estrutura será modelada num programa de elementos finitos tendo em consideração as ações regulamentares com vista ao dimensionamento final da estrutura.

Nesta fase de pré-dimensionamento seguiu-se a ordem do “caminho de cargas”, nomeadamente, lajes, vigas, pilares e finalmente as fundações

4.2 LAJES

4.2.1 Laje do piso

Devido a implicações arquitetónicas, a laje deverá apoiar-se em pilares interiores, pelo que é considerada do tipo fungiforme. Dentro desta tipologia existem dois principais tipos de lajes:

- Maciças
- Aligeiradas
 - Com moldes recuperáveis ou perdidos
 - Com blocos de aligeiramento perdidos

Tanto as soluções maciças como as aligeiradas, podem ter espessamento da zona do capitel, ficando este capitel aparente na zona inferior da laje.

O vão condicionante para o pré-dimensionamento de uma laje, em lajes apoiadas em duas direções, corresponde ao menor vão de entre os maiores vãos da laje. Em função deste valor, é determinada a espessura da laje a adotar.

O pré-dimensionamento das lajes fungiformes deve ter em conta os seguintes aspetos (Figueiras [16]):

$l_x / l_y \leq 2$, sendo l_x o maior vão, para permitir que o funcionamento da laje ocorra nas duas direções;

Pré-dimensionamento da espessura face ao maior vão, face às deformações e face aos esforços, para ações verticais;

Para resistência às ações horizontais (em Portugal, principalmente a ação sísmica), devem estar ligadas a paredes resistentes e/ou pórticos pilar-viga na periferia, e serem dotadas de bandas maciças entre pilares (nas lajes nervuradas);

No caso das lajes nervuradas deve ainda atender-se às seguintes condições:

- Zona maciça deve respeitar a condição $0.3 \leq l_p/l \leq 0.5$;
- Banda maciça deve respeitar a condição $0.0 \leq l_p/l_b \leq 0.25$;
- $d_f \geq 2.5 \times d$, para que a laje tenha um comportamento adequado em relação ao punçoamento.

]

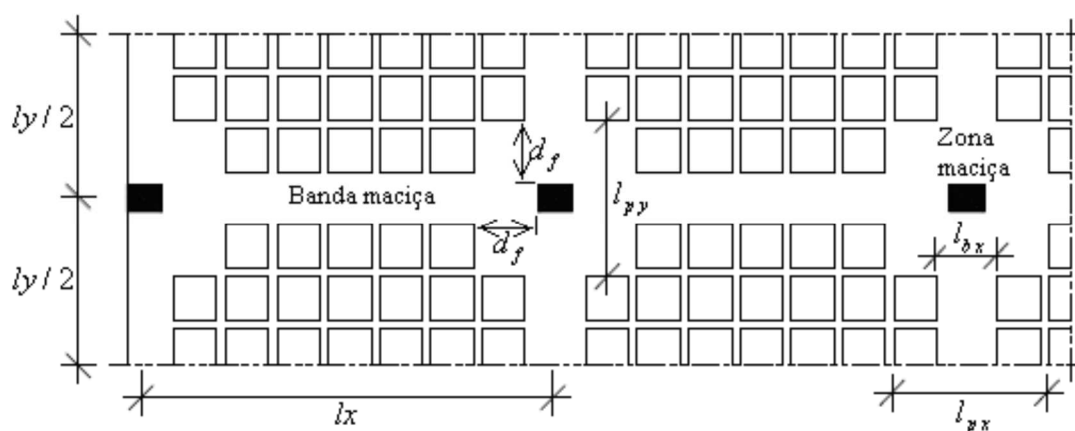


Figura 38 - Elementos de dimensionais de uma laje fungiforme aligeirada [2]

No caso da laje em análise, com funcionamento bidirecional, o vão condicionante é de 5.3 m. De modo a definir a altura da laje, seguindo o critério de limitação de flechas pela relação entre o vão e altura útil da seção (l/d), proposto pelo Eurocódigo 2, tem-se:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{se } \rho > \rho_0$$
(4.1)

l/d - Valor limite da relação vão/altura;

K - Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

ρ_0 - Taxa de armaduras de referência = $10^{-3} \times \sqrt{f_{ck}}$

ρ - Taxa de armaduras de tração necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

ρ' - Taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

f_{ck} em MPa.

Quadro 27 – Coeficiente K em função do elemento estrutural [1]

Sistema estrutural	K
Consola	0.4
Viga simplesmente apoiada	1.0
Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme), sendo l o maior vão	
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa só direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1.3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1.3

Com base no Quadro 27, verifica-se que para a laje em análise o valor do coeficiente K a considerar, é 1.2.

O Quadro 28 apresenta relações l/d , resultantes um estudo paramétrico, com base nas equações (4.1), para uma serie de vigas e lajes, para o caso de uma secção retangular, com aço na secção de meio vão (ou na secção de apoio, no caso de uma consola) sujeito a uma tensão de 310MPa (correspondente aproximadamente a um aço S 500), que corresponde a utilização de um aço com $f_{yk}=500\text{MPa}$, e para vãos até 7m.

Quadro 28 – Relação l/d [1]

K	fck							fck						
	16	20	25	30	35	40	45	16	20	25	30	35	40	45
	$\rho=0.5\%$ (lajes)							$\rho=1.5\%$ (Vigas)						
0.4	6	7	7	8	9	10	12	5	5	5	6	6	6	6
1	16	17	19	21	23	26	29	13	13	14	14	15	15	16
1.2	19	20	22	25	28	31	35	15	16	16	17	17	18	19
1.3	21	22	24	27	30	33	37	16	17	18	18	19	20	20
1.5	24	26	28	31	34	39	43	19	20	20	21	22	23	23

Para outras situações, aquelas equações deverão ser afetadas dos seguintes fatores corretivos segundo a equação (4.2). [1]

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{corr}} = \frac{l}{d} \times k_T \times k_\sigma \times k_I \times k_f \quad (4.2)$$

Sendo K_T , K_σ , K_I e K_f fatores corretivos.

K_T , Fator corretivo para secções em T

O fator corretivo para secções em T, é dependente da largura do banzo e a largura da alma superior:

$$K_T = 0.8, \text{ para } \frac{b}{b_w} > 3 \quad (4.3)$$

$$K_T = 1, \text{ para } \frac{b}{b_w} \leq 3 \quad (4.4)$$

K_σ, Fator corretivo devido à tensão no aço

O valor de referência de l/d foi obtido para σ_s=310MPa, que corresponde aproximadamente a um aço com f_{yk}=500MPa. Para outros tipos de aço, ou aços sujeitos a outras tensões, deve adotar-se:

$$K_T = \left(\frac{500}{f_{yk}} \right) \times \left(\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \right) \quad (4.5)$$

sendo:

A_{s,req} – Área da seção da armaduras existentes na seção.

A_{s,prov} – Área da seção de armaduras necessária na seção na estado limite último.

Segundo as equações acima referidas, para diferentes sistemas estruturais e diferentes classes de betão, para elementos de betão ligeiramente esforçado, com taxas de armadura ρ=0.5 % (lajes) e para elementos de betão mais esforçado, com taxas de armadura ρ=1.5 %, como é o caso das vigas.

K_I, Fator corretivo para vãos superiores a 7m

Fator aplicável a vigas e lajes, com exceção das lajes fungiformes, com vãos superiores a 7 m.

$$K_I = \frac{7}{l_{eff}}, \text{ para } l_{eff} > 7.0 \text{ m} \quad (4.6)$$

K_f, Fator corretivo para lajes fungiformes com vãos superiores a 8.5m

Fator aplicável a lajes fungiformes, com vãos superiores a 8.5m, que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas:

$$K_f = \frac{8.5}{l_{eff}}, \text{ para } l_{eff} > 8.5 \text{ m} \quad (4.7)$$

No Quadro 29 apresenta-se o resumo pré-dimensionamento da laje de piso seguindo metodologia descrita em 4.2.1.

Quadro 29- Quadro de pré-dimensionamento da laje do piso

Menor vão, L (m)	Fator K	Fck (MPa)	Relação L/d	d da Laje (m)	h da laje (m)
5.3	1.2	30	25	0.21	0.25

Optou-se por uma solução de laje fungiforme maciça, com armadura em aço S500 devido ao fato de o vão ser inferior a 8.5 m, não se aplicam fatores corretivos.

4.2.2 Laje da cobertura

Na laje de cobertura estamos perante um vão condicionante de 10.3 m.

Na cobertura está-se perante uma laje que devido às relações de vãos, superior e menor, $56/10.3 = 6$, portanto superior a 2, esta laje terá funcionamento unidirecional.

Para a cobertura o tipo de laje pretendida é do tipo aligeirada, apresentando-se no Quadro 30 o resumo pré-dimensionamento seguindo a metodologia abordada no ponto 4.2.1.

Quadro 30 - Quadro de pré-dimensionamento da laje de cobertura

Menor vão, L (m)	Fator K	Fck (MPa)	Relação L/d	K _T	K _f	L/d, corrigido	d da Laje (m)	h da laje (m)
10.3	1.2	30	25	0.8	0.82	17	0.60	0.64

Por questões arquitetônicas a altura da laje deverá ser condicionada a 0,4m. Assim far-se-á um primeiro cálculo considerando uma laje fungiforme aligeirada de blocos recuperáveis com 0,4m. Consultando os fornecedores optou-se como solução em fase de pré-dimensinamento, uma laje utilizando moldes FERCA FG 600, de altura 0.325 m, possibilitando uma laje com 0.4 m de altura, ver Figura 39 e Figura 40.

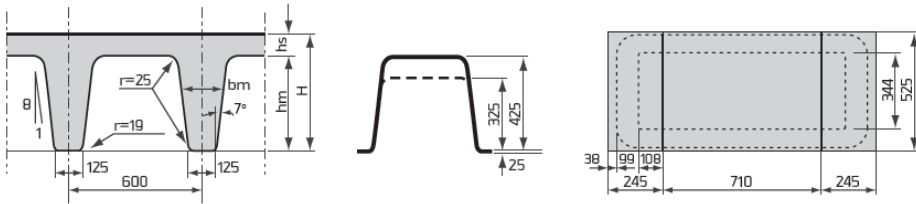


Figura 39 - Molde Perdido da Laje de cobertura

Altura do molde (hm)	Espessura da lâmina (hs)	Altura Total (H)	Largura média da nervura (bm)	Área da seção da nervura	Distância ao Centro de Gravidade da Seção		Inércia	Módulo de Flexão		Malha de Nervuras 0,60 x 1,20				Malha de Nervuras 0,60 x 1,91			
										Volume de Vazio		Peso Próprio kN/m ²	Volume de Betão m ³ /m ²	Volume de Vazio		Peso Próprio kN/m ²	Volume de Betão m ³ /m ²
					Face Superior mm	Face Inferior mm		Superior cm ³	Inferior cm ³	Molde m ³	m ³ /m ²			Molde m ³	m ³ /m ²		
50	375	171	838	136	239	104560	7688	4375				4,41	0,176			4,10	0,164
325	75	400	175	988	138	262	132740	9619	5066	0,143	0,199	5,03	0,201	0,242	0,211	4,72	0,189
100	425	178	1138	143	282	162540	11366	5764				5,66	0,226			5,35	0,214

Figura 40 - Características Geométricas da Laje de Cobertura

4.2.3 Laje em consola

Adotou-se em fase de pré-dimensionamento a dimensão proposta pelo projeto de arquitetura. Trata-se de uma laje de seção variável que junto ao apoio tem uma altura desde 0.35 m que vai diminuindo até 0.20 m no ponto extremo.

4.3 VIGAS

Como princípio de pré-dimensionamento assumiu-se o princípio da relação l/d , acima descrito.

4.3.1 Viga V1-0 (Piso) / Vigas V2-0 (Cobertura)

No caso desta viga, temos como vão de cálculo 9.15 m. Assim pelo Quadro 28 e fatores corretivos correspondentes foi elaborado o correspondente pré-dimensionamento apresentado no Quadro 31.

Quadro 31 - Quadro de pré-dimensionamento da Viga V1-0

Menor vão, L (m)	Fator K	Fck (MPa)	Relação L/d	K _i	L/d, corrigido	d da Laje (m)	h da laje (m)
9.15	1.3	30	18	0.76	13.7	0.67	0.71

Em fase de pré-dimensionamento opta-se por uma viga 0.8 x 0.3 m, para as vigas de piso. Por uma razão de economia construtiva, adota-se a mesma secção para a totalidade da extensão da viga.

Ao nível das vigas de cobertura, por implicações arquitetónicas, e por necessidade de uma platibanda para sustentação de terras, opta-se em fase de pré-dimensionamento por vigas invertidas com as seguintes dimensões 1.44 x 0.3 m e 1.05 x 0.3 m, esta ultima com menor altura para possibilitar a instalação de “insuflação de ar” para o sistema de AVAC.

4.4 PILARES

Em termos de geometria transversal, circular e/ou retangular/quadrada, pretendeu-se manter as sugestões do projeto de arquitetura. O Pré-dimensionamento de pilares teve como principio o da determinação de cargas verticais por áreas de influência.

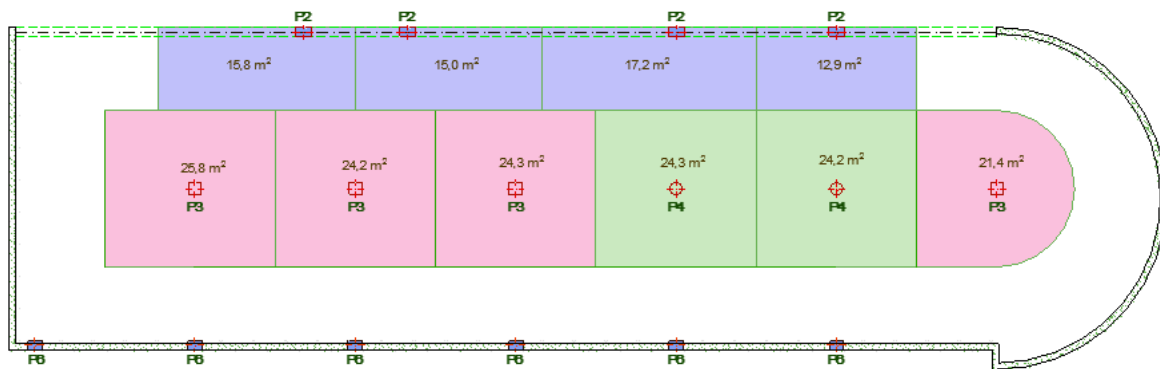


Figura 41 – Área de influência dos pilares da cave

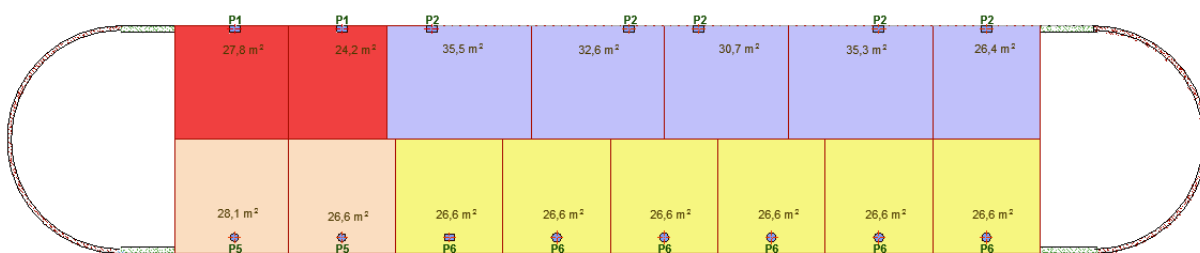


Figura 42 – Área de influência dos pilares do piso

As ações/piso de interessam as cargas verticais dos pilares podem ser consultadas acima.

Pilar P1

Pré-Dimensionamento por esforço axial

Área de influência = 27.80 m²

Ação vertical

$$N_{Ed2} = 1.35 \times 5.03 + 1.5 \times (0.6 + 6.3 + 0.32 + 1) = 19.12 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{Ed} = 19.12 \times 27.80 = 531 \text{ kN}$$

Assumindo $A_s = 0,01 \times A_c$

$$N_{Rd} = F_{cd} \times A_c + F_{syd} \times A_s$$

$$531 = 20 \times 10^3 \times A_c + 435 \times 10^3 \times 0.01 \times A_c \leftrightarrow A_c = 0.022 \text{ m}^2$$

Respeitando a largura do Pilar semelhante à das vigas, 0,3 m, e paredes, ter-se-iam pilares de 0.3 x 0.08 m. Dado que o projeto de arquitetura propõe pilares de 0.5x0.3. Como certamente os pilares estarão sujeitos a esforços compostos, e por questões de verificação de segurança ao punçoamento, nesta primeira fase aceitam-se as propostas do projeto de arquitetura.

Restantes Pilares

Para os restantes pilares, segue-se uma metodologia similar ao do pilar P1, cuja informação é sintetizada no seguinte quadro.

Quadro 32 – Quadro resumo do pré-dimensionamento de Pilares

Pilar	$A_{yinf} \text{ (m}^2\text{)}$	$N_{Ed} \text{ (kN)}$	$A_{c,min}$	BxH (adoptado)
P2	52.5	1010	0.30x0.15	0.50x0.30
P3	25.8	392	0.13x0.13	0.40x0.40
P4	24.3	370	Ø 0.14	Ø 0.40
P5	26.2	538	Ø 0.16	Ø 0.45
P6	26.6	509	Ø 0.16	Ø 0.45 e 0.45x0.30

Dado que o projeto de arquitetura propõe pilares de dimensões superiores ao resultante do pré-dimensionamento, como os pilares estarão sujeitos a esforços compostos em especial os que estão localizados nos alinhamentos de periferia, e por questões de verificação de segurança ao punçoamento, nesta primeira fase aceitam-se as propostas do projeto de arquitetura.

4.5 LAJES DE ESCADA

De modo a ter-se em consideração a ação da escada na modelação global da estrutura procedeu-se a um dimensionamento completo da escada. Assume-se como espessura inicial 0.2 m.

Dimensões dos degraus

- Espelho 0.18 m
- Patim 0.28 m

Peso dos degraus

$$P_{\text{deg}} = \frac{0.18}{2} \times 25 = 2.25 \text{ kN/m}^2$$

Peso da Laje

$$P_{\text{laje}} = 0.2 \times 25 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

Revestimentos

$$P_{\text{laje}} = 1.0 \text{ kN/m}^2$$

Sobrecarga

$$\text{Categoria C1} = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

Ações

$$P_{\text{Patamar}} = 12.75 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{Lanço}} = 4.3 \text{ kN/m}$$

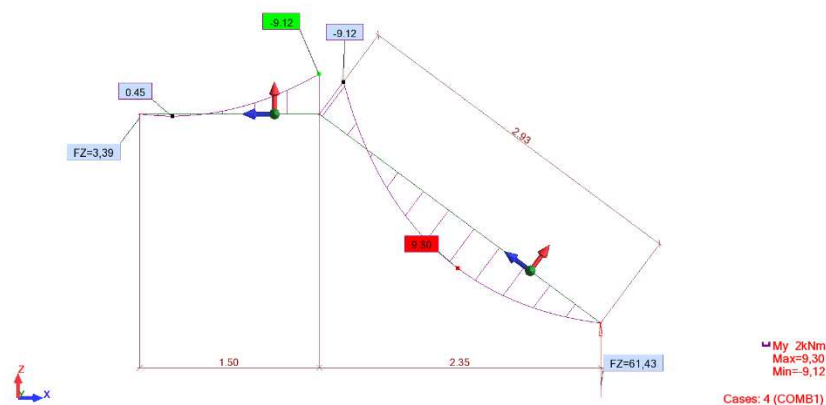
Momento fletor máximo

Figura 43 - Reações e esforços na escada

Armadura Longitudinal

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = 0.01080 \rightarrow \omega = 0.01092 \rightarrow A_s = 0.8 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12@15$$

Armadura mínima e máxima

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.16 \times 1 = 2.4 \text{ cm}^2 \\ 0.0013 \times 0.16 \times 1 = 2.1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s,máx} \leq 0.04 \times 1 \times 0.2 = 80 \text{ cm}^2$$

Espaçamento máximo

$$S_{máx} \geq \begin{cases} 2 \times 0.16 = 0.32 \text{ m} \\ 0.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_s = \phi 12@15$$

Armadura de distribuição

$$20\% \text{ de } A_s \rightarrow 0.2 \times 5.5 = 1.1 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8@20$$

Armadura nos apoios

$$25\% \text{ de } A_s \rightarrow 0.25 \times 5.5 = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8@20$$

Deformação

Para a combinação de ações quase permanentes, verifica-se qual o valor da deformação. Para um valor limite regulamentar de $L/250$, tem-se um máximo de 17.2 mm. Assim pelo valor verificado para a flecha elástica de 0.255 mm, prevê-se uma deformação para $t=t_{inf}$ de $4 \times 0.255 = 1.02 < 17.2$ mm. Portanto verifica-se viável esta solução de escada.

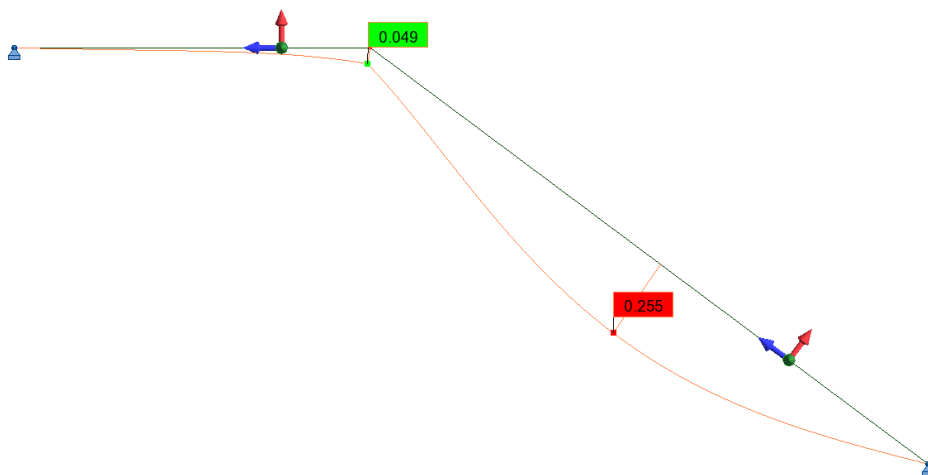


Figura 44 - Deformação da escada (mm)

4.6 MUROS CAVE

O pré-dimensionamento dos muros da cave, com 4. m de altura, foi efetuado considerando um modelo bi-apoiado (apoiado na base e na laje do piso) dado os muros estarem travados superiormente pela laje do piso, que por sua vez está apoiada nas suas extremidades pelos muros/paredes transversais. Escolheu-se este sistema, dado que os pilares que, estão colocados no interior do muro, têm uma espessura de 0.3m (na direção perpendicular ao muro) não possuem rigidez suficiente para se considerar o muro como um painel encastrado em três lados (dois pilares e fundação).

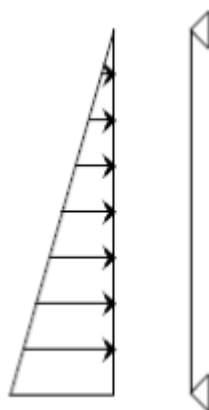


Figura 45 – Sistema estrutural de apoio dos muros de cave

Como descrito em 2.5.4, considerando um peso volúmico do solo $\gamma = 20\text{kN/m}^3$, um ângulo de atrito, $\phi' = 30^\circ$ e um coeficiente de impulso em repouso $K_0 = 0.5$, tem-se:

P =pressão máxima na base do muro, secção do encastramento. O valor de P vem:

$$p = \gamma \times h \times K_0 = 20 \times 4.0 \times 0.5 = 40.0 \text{ kN/m}^2$$

O Impulso total, vem

$$I = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_0 \times h^2 = \frac{1}{2} \times 20 \times 0.5 \times 4.0^2 = 80\text{kN/m}$$

$$M_{Ed}^{-} = -1.5 \times \frac{p \times L^2}{15} = -\frac{\gamma \times h \times K_0 \times h^2}{15} = -\frac{20 \times 4.0 \times 0.5 \times 4.0^2}{15} = -64.10 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed}^{+} = 1.5 \times \frac{p \times L^2}{33.54} = \frac{\gamma \times h \times K_0 \times h^2}{33.54} = \frac{20 \times 4.5 \times 0.5 \times 4.0^2}{33.54} = 32.20 \text{ kNm/m}$$

Considerando uma redistribuição de esforços de 15% no momento negativo, tem-se:

$$M_{Ed}^{-} = -54.50 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed}^{+} = 37.00 \text{ kNm/m}$$

Considerando um valor máximo para p momento reduzido, $\mu=0.2$

$$\mu > \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \leftrightarrow 0.2 > \frac{54.50}{1 \times d^2 \times 20 \times 10^3} \leftrightarrow d > 0.12 \text{ m} \rightarrow h > 0.17 \text{ m}$$

Portanto, adotaram-se muros com 0.2 m de espessura.

CAPITULO 5 - MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.1 INTRODUÇÃO

A estrutura foi modelada e calculada no programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, com recurso ao método dos elementos finitos, do qual se obtiveram os esforços para o dimensionamento dos elementos estruturais e respetivas fundações.

Na modelação e análise da estrutura admitiu-se um comportamento linear e elástico dos materiais. Os elementos laminares, lajes e paredes, foram discretizados com elementos finitos de casca e os elementos lineares, pilares e vigas, através de elementos de barra. As fundações foram consideradas rígidas. Estes modelos foram ainda complementados com outros modelos parciais em pórticos planos para o dimensionamento de elementos estruturais não considerados nos modelos globais.

Como já foi referido anteriormente, a análise da estrutura para a ação sísmica foi efetuada a partir de uma análise dinâmica modal com base nos espectros de resposta definidos no Eurocódigo, sendo os esforços de dimensionamento resultantes do comportamento não linear da estrutura obtidos por aplicação dos coeficientes de comportamento adequados.

Para a análise e dimensionamento das lajes fungiformes dos pisos foram também definidos modelos das lajes com uma malha de elementos finitos mais refinada, com a definição distinta das zonas maciças dos capitéis e bandas maciças e zonas aligeiradas. Os pilares foram considerados com continuidade nos pisos superiores e inferiores e encastrados na fundação.

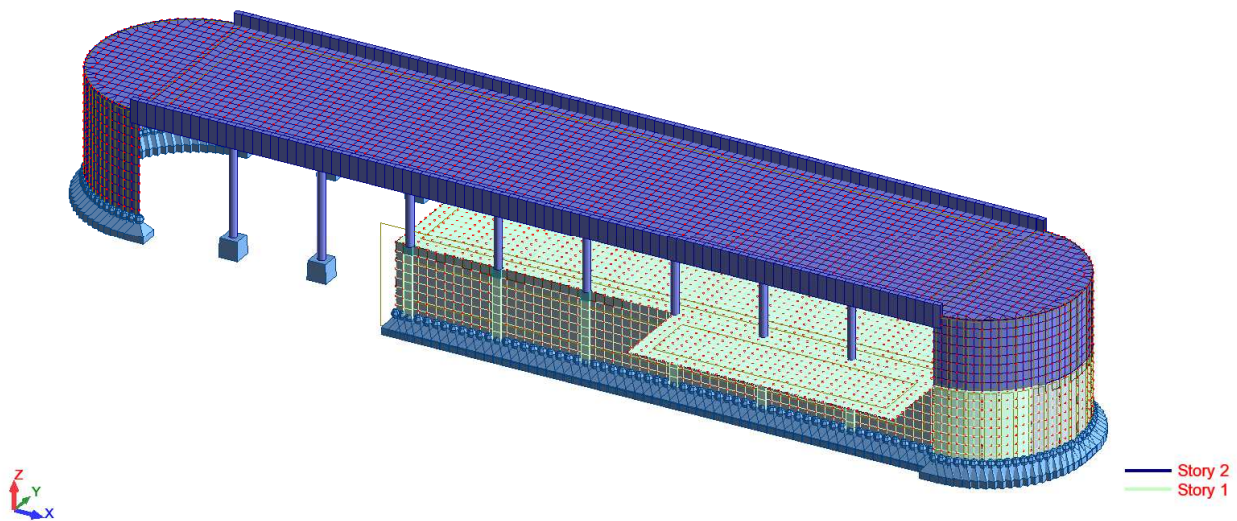


Figura 46 - Modelo Tridimensional

5.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

5.2.1 Definição básica do método dos elementos finitos

Pode-se definir o método dos elementos finitos, como um método numérico que fornece uma solução aproximada do comportamento físico de meios contínuos comuns em engenharia, através de modelos matemáticos. Entenda-se como “meio contínuo” as estruturas em análise.

5.2.2 Enquadramento histórico

Antes do aparecimento do Método dos Elementos Finitos a análise dos meios contínuos era realizada pela resolução direta dos sistemas de equações das derivadas parciais, tendo em conta as condições de fronteira, através das séries de Fourier.

Como as séries de Fourier eram apenas aplicadas a meios contínuos de geometria simples, surgiu o Método das Diferenças Finitas que, embora necessitasse da resolução de complexos sistemas de equações, permitia a substituição das derivadas exatas por derivadas aproximadas.

Posteriormente, na sequência do aperfeiçoamento do Método das Diferenças Finitas surgiu, nos anos de 40 e 50, para facilitar a análise matricial de modelos reticulados, o Método dos Elementos Finitos [7].

É referido por vários autores que a publicação mais antiga em que é utilizada a designação “elemento finito” é um artigo que data de 1960 e tem como autor Ray Clough [3]. Com um artigo denominado “The Finite Element in Plane Stress Analysis” apresentado na “ 2nd ASCE Conference on Electronic Computation”, Pittsburgh, PA em Setembro de 1960. Anteriormente eram já conhecidas algumas técnicas que vieram a ser incorporadas no Método dos Elementos Finitos (MEF).[7]

Os grandes passos do desenvolvimento do MEF, que o conduziram ao formato que atualmente apresenta maior aceitação, foram dados na década de 60 e início da de 70. Inicialmente os elementos finitos mais comuns eram os triangulares e os tetraédricos, passando-se mais tarde a dar preferência aos quadriláteros e aos hexaedros. [7]

Com a banalização do recurso ao computador, passou a ser prática corrente a análise de estruturas de geometria arbitrária, constituídas por múltiplos materiais e sujeitas a qualquer tipo de carregamento, recorrendo ao método dos elementos finitos MEF, com este avanço os outros métodos, atrás referidos, deixaram praticamente de ser utilizados. [7]

5.2.3 Tipos de Elementos finitos

A utilização do Método dos Elementos Finitos incidiu inicialmente sobre elementos simples (lineares), que exigiam menos capacidades computacionais e à medida que os computadores foram aumentando as suas potencialidades foram sendo utilizados elementos mais complexos (laminares (planos) e tridimensionais), apresentados na Figura 47.

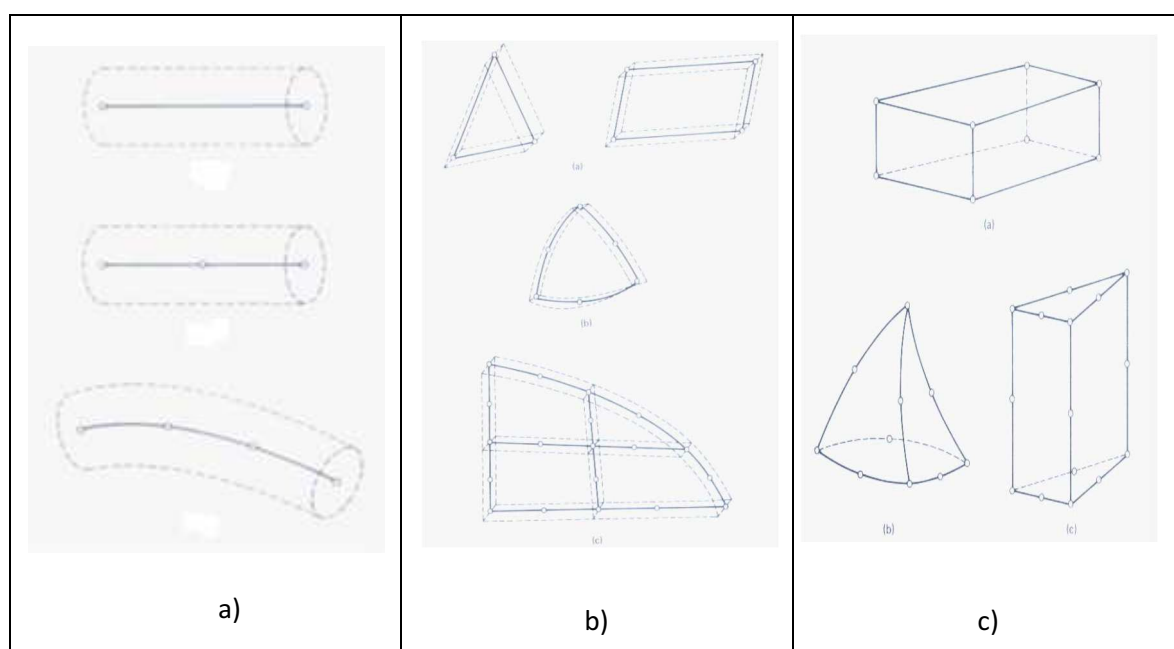


Figura 47 – Tipos de elementos finitos, a) Lineares; b) Laminares; c) Tridimensionais [4]

5.2.4 Funcionamento do método

Este método consiste na discretização de uma estrutura recorrendo aos elementos acima citados. No caso dos elementos planos, o método consiste divisão do elemento estrutural em elementos de dimensões bastante mais reduzidas, os elementos finitos. Cada elemento finito mantém as propriedades do elemento original e encontra-se ligado aos elementos adjacentes através de nós.

Através da resolução de equações de equilíbrio estabelecidas nos nós, é feita uma compatibilização de deslocamentos nodais entre os nós de elementos vizinhos. Este facto trata-se de uma aproximação à realidade pois no modelo real os elementos estão continuamente ligados, Figura 48.

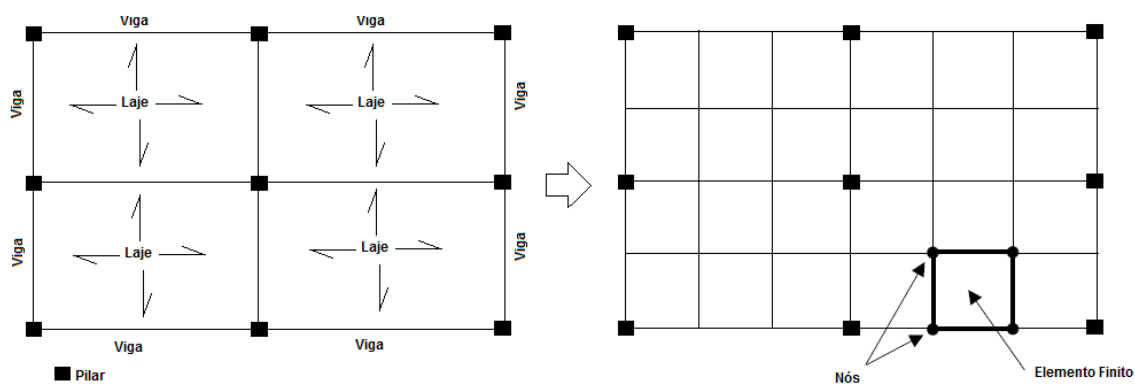


Figura 48 - Exemplo de uma malha de elementos finitos [9]

As incógnitas fundamentais do problema são então os deslocamentos nodais. A partir destes e recorrendo-se a funções interpoladoras (ou funções de forma) e das matrizes constitutivas é possível conhecer em qualquer ponto o campo de tensões e de deformações. Assim sendo, percebe-se que a precisão deste método é proporcional ao número de elementos (à medida que o número de elementos aumenta, isto é, há um refinamento da malha, a precisão do modelo também aumenta) e do número de nós que o elemento possui, ou seja, elementos finitos com funções de forma com grau mais elevado normalmente dão melhores resultados do que elementos com funções de forma com grau mais baixo.

Isto quer dizer que por exemplo elementos finitos de 8 nós são mais precisos que elementos de 4 (mais nós implica mais deslocamentos nodais logo a interpolação é mais precisa), ver Figura 49.

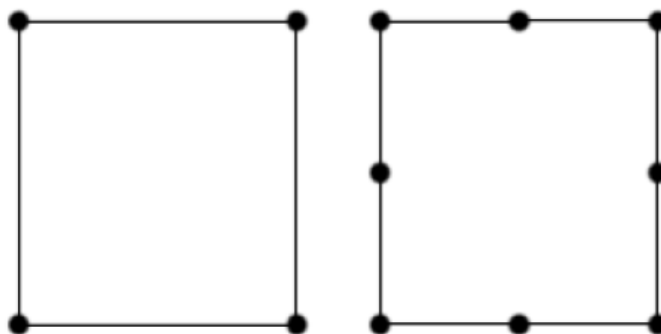


Figura 49 - Exemplo: elemento finito de 4 e 8 nós [9]

Segundo alguns autores [5] uma malha bem refinada é aquela que apesar de se poder sempre aumentar o número de elementos finitos não traz grandes alterações aos resultados.

Normalmente, pelo facto do campo de tensões ser obtido a partir do campo de deslocamentos, as tensões têm uma precisão mais fraca do que os deslocamentos. Assim, apesar de haver uma convergência nas deformações, as tensões poderão estar ainda longe da precisão adequada. Assim sendo, a geração e discretização de um elemento, ou seja, quando se divide e refina-se um elemento contínuo em vários elementos de menor dimensão, é uma das etapas importantes deste método, pois uma má discretização pode originar erros de avaliação de esforços consideráveis.

A existência de pontos singulares, como cargas pontuais, condições particulares de apoio e aberturas, podem também influenciar. Normalmente estas zonas apresentam gradientes de tensão elevados pelo que uma análise rigorosa passa pelo refinamento local da malha, obtendo-se deste modo valores

nodais próximos uns dos outros, logo os valores obtidos pela interpolação são mais precisos, Figura 50.

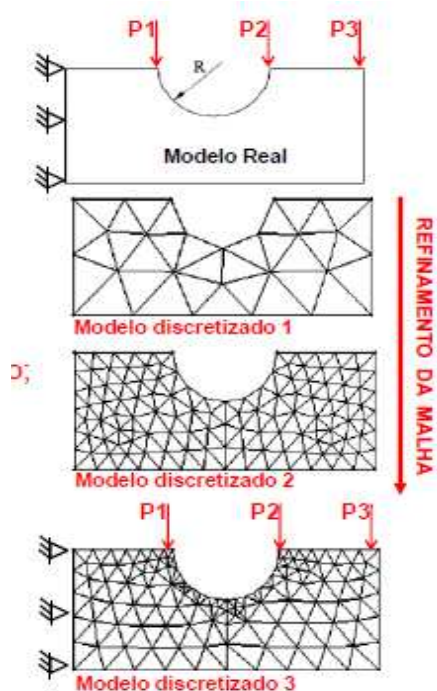


Figura 50 - Refinação crescente da malha [6]

Outro fator que influencia significativamente os resultados obtidos é a definição do tipo de elemento, usado para simular o comportamento de uma estrutura.

A escolha do tipo de elemento afeta diretamente a análise de uma estrutura via MEF, visto que existem vários tipos de elementos. A escolha deve ter como base dois aspectos fundamentais:

- Quais as informações desejadas na análise da estrutura em questão?
 - Ex: uma laje onde deseja-se conhecer os deslocamentos lineares e as rotações.
- Que tipo de elemento finito é capaz de fornecer a análise desejada?

No caso das estruturas laminares normalmente, os softwares de cálculo automático têm disponíveis elementos pré-definidos que representam os diferentes comportamentos da estrutura real. Estes elementos são:

- Cascas (Shell);
- Membrana (Membrane);
- Placa (Plate).

A diferença entre os elementos está no número de graus de liberdade, os quais são função das características do carregamento, condições de apoio e tipo de estrutura.

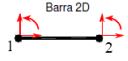

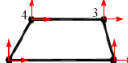

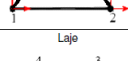
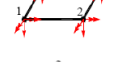

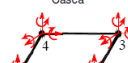


Elementos finitos mais utilizados				
	Tipo Elemento Finito	Graus de Liberdade por nó	Numero de nós por elemento	Tipo de Aplicação
Elementos Finitos	Lineares	Barra 2D 	Barra com 2 nós - 6 GL por elemento Barra com 3 nós - 9 GL por elemento	Estruturas reticulares planas, treliças, grelhas, muros de suporte
		Barra 3D 	Barra com 2 nós - 12 GL por elemento Barra com 3 nós - 18 GL por elemento	Estruturas reticulares tridimensionais, treliças, grelhas e muros de suporte
	Laminares Planos	Placa 	Quadrangulares Placa com 4 nós - 8 GL por elemento Placa com 8 nós - 16 GL por elemento	Estruturas planas sujeitas a acções segundo o seu plano médio
		Triângulo 	Triangulares Placa com 3 nós - 6 GL por elemento Placa com 6 nós - 12 GL por elemento	
		Laje 	Quadrangulares Laje com 4 nós - 12 GL por elemento Laje com 8 nós - 24 GL por elemento	Estruturas planas sujeitas a acções perpendicularmente ao seu plano médio
		Triângulo 	Triangulares Laje com 3 nós - 9 GL por elemento Laje com 6 nós - 18 GL por elemento	
	Laminares Tridimensionais	Casca 	Quadrangulares Casca com 4 nós - 24 GL por elemento Casca com 8 nós - 48 GL por elemento	Casca
		Triângulo 	Triangulares Casca com 3 nós - 18 GL por elemento Casca com 6 nós - 36 GL por elemento	
	Tridimensionais	Cubo 	Cubo com 8 nós - 24 GL por elemento Cubo com 20 nós - 60 GL por elemento	Estruturas maciças tridimensionais, como barragens e túneis
		Tetraedro 	Tetraedro com 4 nós - 12 GL por elemento Tetraedro com 10 nós - 30 GL por elemento	

Figura 51 – Graus de liberdade (GL) por elemento finito.

Nas estruturas laminares, o método dos elementos finitos baseia-se sobretudo nas teorias de Mindlin/Reissner e de Kirchhoff, as quais são utilizadas na simulação por elementos finitos do comportamento dessas estruturas. Na teoria de Kirchhoff (elementos finos) é necessário garantir a continuidade do deslocamento transversal e das suas primeiras derivadas entre elementos adjacentes. Na teoria de Mindlin/Reissner (elementos espessos), que contempla a deformação por corte, a rotação é independente do deslocamento transversal podendo-se utilizar funções de forma mais simples para assegurar a continuidade do campo dos deslocamentos (aplica-se a elementos laminares quando a sua espessura é maior que $1/10$ da menor dimensão do plano).

Segundo Azevedo [7], muitos dos integrais que é necessário calcular no âmbito da aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF) não são triviais, i.e., ou a primitiva da função integrada não existe explicitamente, ou é demasiado complicada para viabilizar a sua utilização prática. Por este motivo é essencial recorrer a técnicas de integração numérica, sendo a mais utilizada a Quadratura de Gauss. Percebe-se então que a utilização deste método tenha-se tornado viável, no âmbito do projeto de estruturas, após o surgimento dos computadores e da sua evolução. Assim, com o aumento da velocidade de processamento dos computadores, o método desenvolveu-se bastante, sendo usado atualmente na maioria dos softwares de cálculo automático. Dada a potencialidade do método, hoje em dia é aplicado em diversas áreas da engenharia, nomeadamente estruturas, geotecnia, acústica e outras. A breve descrição do MEF apresentada nesta secção pode ser complementada com a consulta de bibliografia da especialidade.

5.2.5 Formulação dos elementos finitos

A formulação do MEF pode ser baseada no método dos deslocamentos, em modelos de equilíbrio, ou em métodos híbridos e mistos. De todos os métodos, aquele que apresenta uma maior simplicidade e, consequentemente, uma maior versatilidade é o método dos deslocamentos.

Uma vez, elaborado o Modelo discretizado ou simplificado, escreve-se um sistema de equações que descrevem o comportamento de cada elemento e sua interação com o vizinho. Este sistema de equações no nível local (elemento), pode ser escrito em notação matricial:

$$\{f\} = [k] \times \{u\}$$

onde:

- f - Vetor de forças nodais local (do elemento);
- u - Vetor deslocamento nodais local (do elemento);
- k - Matriz de rigidez do elemento;

O sistema de equações no nível local (elemento) de todos os elementos são combinados e organizados, de modo a obter um sistema de equações no nível global (estrutura), onde este sistema é capaz de descrever o comportamento sobre todo o domínio (estrutura). Este Sistema escrito na forma compacta é definido por:

$$\{F\} = [K] \times \{U\}$$

onde:

- F - Vetor de forças nodais global (modelo=estrutura);
- U - Vetor de deslocamento nodais globais (modelo=estrutura);
- K - Matriz de rigidez do modelo (estrutura).

5.2.6 Etapas da análise via MEF

1. Fase de pré-processamento:
 - a. Criação da malha que representa o modelo;
 - b. Definição das condições fronteira:
 - i. Definição de apoios;
 - c. Aplicação de cargas
 - d. Definição das propriedades dos elementos.
2. Fase de resolução (análise).
 - a. Resolução de um conjunto de equações lineares, ou não lineares, para obter os resultados nodais tais como os deslocamentos

3. Fase de pós-processamento (interpretação dos resultados).
 - a. Obtenção dos resultados gerados na simulação, tais como deslocamentos, deformações, tensões etc.
4. Dimensionamento estrutural

5.3 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

O Autodesk Robot Structural Analysis Professional trata-se de uma versátil ferramenta de cálculo automático que possibilita a modelação e análise de estruturas tanto em betão armado como noutros materiais, permitindo também criar novos materiais bastando para tal fornecer quais as propriedades físicas e mecânicas dos mesmos. Para além da simples modelação permite análise e comportamento linear e não linear das estruturas.

Para além das potencialidades apresentadas o Robot é bastante simples de utilizar, com uma menu de trabalho simples e acessível. Permitindo criar novas seções com as mais variadas seções.

O Robot Structural Analysis Professional permite a elaboração de modelos mais complexos, graças a um versátil “interface” gráfico e um conjunto de ferramentas, onde se destaca a criação automática de malhas de elementos finitos.

A fase de análise estrutural consiste na definição de modelos numéricos que simulam a estrutura, na introdução das ações que a solicitam e no cálculo dos esforços internos e das deformações dos diferentes elementos estruturais.

5.4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.4.1 Elementos de barra (pilares e vigas)

Os pilares e vigas foram modelados como elementos de barra. Estes correspondem a elementos finitos com dois nós, um em cada extremidade, tendo cada um deles 6 graus de liberdade, 3 de translação e 3 de rotação.

No caso da viga 1.05 x 0,3, da cobertura, dado que o centro de gravidade da viga, está excêntrica relativamente ao eixo da laje, a viga terá um aumento de rigidez, de 2,15 vezes, na direção de maior inércia, assim no modelo procedeu-se ao respetivo incremento de rigidez.

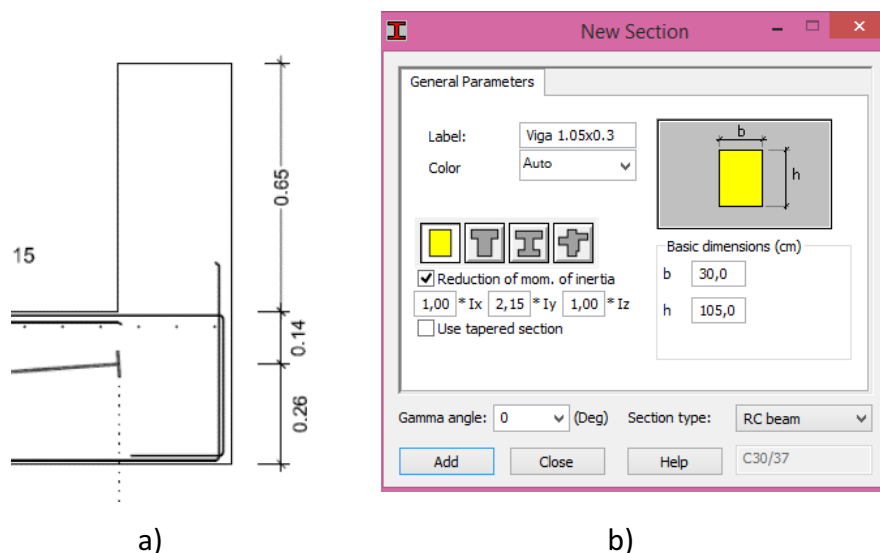


Figura 52 – a) Pormenor da Viga e b) Incremento da Rigidez

5.4.2 Elementos de casca (lajes e paredes)

As lajes e paredes foram simuladas através de elementos finitos de casca de 3 e 4 nós, tendo cada nó, 6 graus de liberdade. No caso das lajes, numa primeira fase de modelação assume-se terem comportamento de diafragma rígido no plano assim, para a análise às ações horizontais, optou-se por um modelo de Shell Flexible Stiffening (in XY), como se constata na Figura 53.

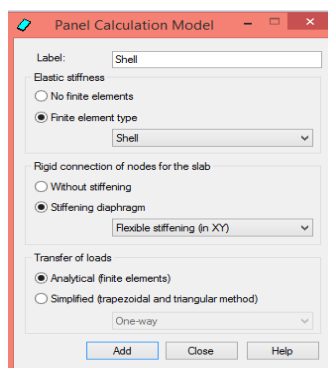


Figura 53 - Modelo de cálculo das lajes

No caso da laje de cobertura, aligeirada, recorreu-se a um tipo de laje ortotrópica, Figura 54, com características que garantissem uma rigidez e peso equivalentes à laje ortotrópica do tipo FERCA pretendida.

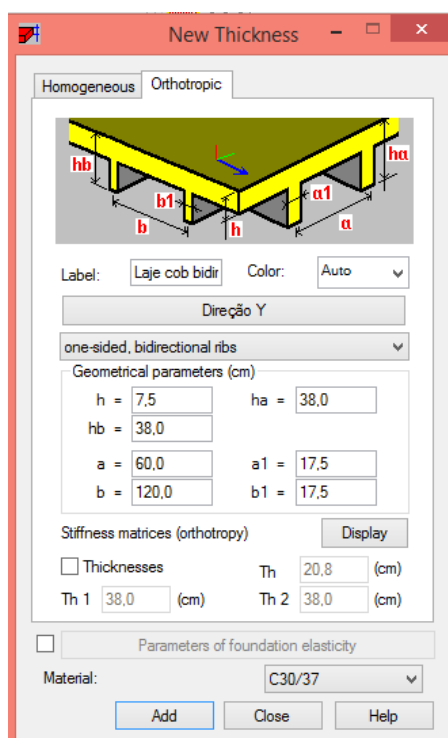


Figura 54 - Características laje da cobertura

Com vista à validação/calibração deste procedimento de modelação, elaboraram-se modelos de laje ortotrópica, com condições fronteira e solução analítica conhecida, sendo que os resultados foram satisfatórios, tanto em termos de carga (reações do peso próprio), deformação e esforços.

5.5 VALIDAÇÃO DO MODELO

De modo a obterem-se resultados fiáveis correspondentes à estrutura pretendida torna-se importante validar o modelo, verificando a correta introdução de dados. Um método básico de validação pode ser efetuado pela comparação entre ações de cada caso singular e as correspondentes reações nas fundações. No presente caso efetuou-se a comparação para o caso do peso próprio.

Área da cobertura = 564.86 m²

Área da Laje Piso = 351.73 m²

Área da Laje em Consola = 72 m²

Área das Paredes = 442.29 m²

Volume de Pilares = 5.72 + 3.24 + 2.56 + 1 + 7.8 = 20.32 m³

Volume de Vigas = 14.44 + 19.80 + 7.58 = 41.82 m³

$$Pp = 564.86 \times 5.03 + 25 \times \left(351.73 \times 0.25 + 72 \times \frac{(35+20)}{2} + 442.29 \times 0.2 + 20.32 + 41.82 \right) = 9299 \text{ kN}$$

Reação vertical obtida pelo modelo: 8963 kN

Variação:

$$\frac{(9299 - 8963)}{8963} = 0.036 \rightarrow 3.6 \%$$

Assume-se ser este erro aceitável, portanto pode-se validar a estrutura. Refere-se também que uma verificação similar foi efetuada para os restantes casos de carga.

5.6 Ações

As ações nos pisos foram materializadas por intermédio de cargas uniformemente distribuídas sobre os elementos de casca, ações verticais nas lajes, e ações horizontais nas paredes.

5.6.1 Ações verticais

Pisos

Em relação às cargas ao nível dos pisos 0 e cobertura, ver capítulo acima.

Escada

Devido ao fato de neste caso em particular se verificar que a contribuição da escada para a resistência às ações horizontais ser desprezável, face à resistência global da estrutura, pretende-se apenas a representação das cargas da escada sobre a laje de apoio.

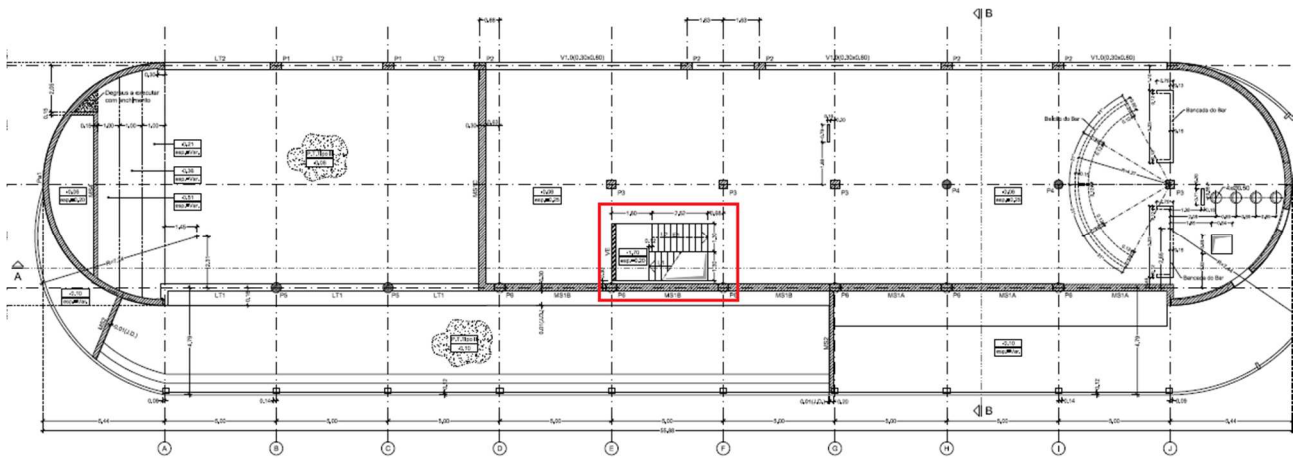


Figura 55 - Localização da escada

Assim para os diferentes casos de carga obtiveram-se as ações da escada sobre a laje do piso, apresentadas no Quadro 33.

Quadro 33 - Ações na estrutura devido à escada

Nº Caso de Carga	Caso de Carga	kN/m
1	Peso Próprio, PP	12.53
2	Restantes cargas perm., RCP	3.1
5	Sobrecarga, SC	6.3

Para materializar a ação da escada sobre a laje, recorreu-se à utilização de uma viga fictícia (de rigidez e dimensão desprezável).

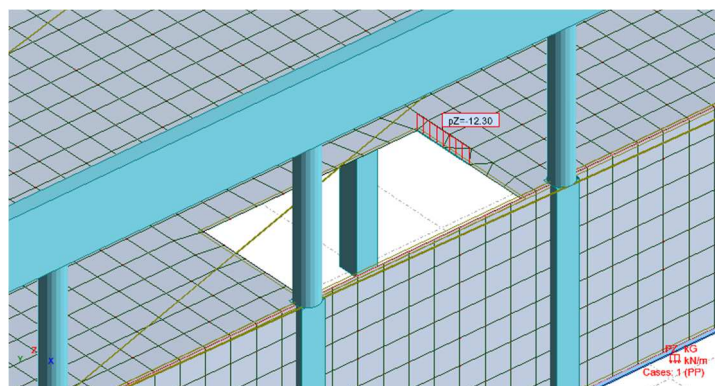


Figura 56 - Inserção das ações da escada sobre a laje de piso, no caso de carga PP

5.7 COMBINAÇÕES DE AÇÕES CONSIDERADAS

A quantificação e combinação de ações, nomeadamente ações permanentes, sobrecargas de utilização, sismo e vento, foram efetuadas de acordo com o EC0. No

Quadro 34 apresentam-se as combinações consideradas para análise do modelo de cálculo.

Quadro 34 - Quadro de Combinações

Combinações	Nome	Tipo de análise	Tipo de combinação	Definição
12 (C)	ULS V	Linear	ULS	$1*1.35+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50$
13 (C)	ULS V + P ESF	Linear	ULS	$1*1.35+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+29*1.00$
14 (C)	SLS V + P ESF	Linear	SLS	$(1+2+3+4+5+6+7+8+29)*1.00$
15 (C)	SLS CARACT	Linear	SLS:CHR	$(1+3+6+7+8+2+4+5)*1.00$
16 (C)	ULS_Wx1	Linear	ULS	$1*1.35+(2+3+7+8+9)*1.50+(4+5+6)*1.05+11*1.00$
17 (C)	.ULS_Wx2	Linear	ULS	$1*1.35+(2+3+7+8+11)*1.50+(4+5+6)*1.05+9*-1.50$
18 (C)	ULS_wx3	Linear	ULS	$(1+2+3+7+8+11)*1.00+9*1.50$
19 (C)	ULS_Wx4	Linear	ULS	$(1+2+3+7+8)*1.00+11*1.50+9*-1.50$
20 (C)	ULS_Wy1	Linear	ULS	$1*1.35+(2+3+7+8+10+11)*1.50+(4+5+6)*1.05$
21 (C)	ULS_Wy2	Linear	ULS	$1*1.35+(2+3+7+8+11)*1.50+10*-1.50+(4+5+6)*1.05$
22 (C)	ULS_Wy3	Linear	ULS	$(1+2+3+7+8)*1.00+(11+10)*1.50$
23 (C)	ULS_wy4	Linear	ULS	$(1+2+3+7+8+11)*1.00+10*-1.50$
24 (C)	SLS_V	Linear	SLS	$(1+2+3+4+5+6+7+8+11)*1.00$
25 (C)	SLS_WX1	Linear	SLS	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+11)*1.00$
26 (C)	SLS_WX2	Linear	SLS	$(1+2+3+4+5+6+7+8+11)*1.00+9*-1.00$
27 (C)	SLS_WY1	Linear	SLS	$(1+2+3+4+5+6+7+8+10+11)*1.00$
28 (C)	SLS_WY2	Linear	SLS	$(1+2+3+4+5+6+7+8+11)*1.00+10*-1.00$
30 (C)	SLS QP	Linear	SLS:FRE	$(3+7+8+1+2)*1.00+(5+4)*0.60$
31 (C)	SLS QP. + Pesf	Linear	SLS:FRE	$(1+7+8+29+3)*1.00$
32 (C)	SLS CARACT + Pesf	Linear	SLS:CHR	$(1+3+6+7+8+2+4+5)*1.00+29*0.90$
41 (C) (CQC)	Comb Sism T1 X	Linear	ACC	$(1+2+3+7+8+29+45)*1.00+(4+5)*0.60$
42 (C) (CQC)	Comb Sism T1 Y	Linear	ACC	$(1+2+3+7+8+29+46)*1.00+(4+5)*0.60$
43 (C) (CQC)	Comb Sism 2 T2 X	Linear	ACC	$(1+2+3+7+8+29+52)*1.00+(5+4)*0.60$
44 (C) (CQC)	Comb Sism T2 Y	Linear	ACC	$(1+2+3+7+8+29+53)*1.00+(4+5)*0.60$
47 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y	Linear	ULS	$45*1.00+46*0.30$
48 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y	Linear	ULS	$45*1.00+46*-0.30$
49 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y	Linear	ULS	$45*0.30+46*1.00$
50 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y	Linear	ULS	$45*0.30+46*-1.00$
51 (C) (CQC)	1 * X 1 * Y	Quadratica	ULS_QUA	$SQRT((45;46)*1.00)$
54 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y	Linear	ULS	$52*1.00+53*0.30$
55 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y	Linear	ULS	$52*1.00+53*-0.30$
56 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y	Linear	ULS	$52*0.30+53*1.00$
57 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y	Linear	ULS	$52*0.30+53*-1.00$
58 (C) (CQC)	1 * X 1 * Y	Quadratica	ULS_QUA	$SQRT((52;53)*1.00)$

CAPITULO 6 - ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

6.1 ANÁLISE MODAL

De modo a dar continuidade ao exposto no ponto 3.1.3, foi efetuada a análise modal no modelo automático, convertendo a carga em massa.

De acordo com o Quadro 24 acima, conclui-se que para a cobertura $\varphi = 1,0$ (Categoria C – terraço acessível), e para os pisos considera-se $\varphi = 0,8$ (Categoria C1).

Os valores dos coeficientes ψ_{2i} encontram-se definidos no quadro 4. Atribui-se para a cobertura o valor de $\psi_{2i} = 0.0$ e para os pisos $\psi_{2i} = 0.6$.

Assim, para o caso de carga 6 (Sobrecarga Cobertura), $\psi_{2i} = 1 \times 0.0 = 0.0$. Para o caso de carga 4 e 5 (Sobrecarga Consola e Piso, respetivamente), $\psi_{2i} = 0,8 \times 0,6 = 0,48$.

No caso das ações permanentes, não são afetadas de qualquer coeficiente.

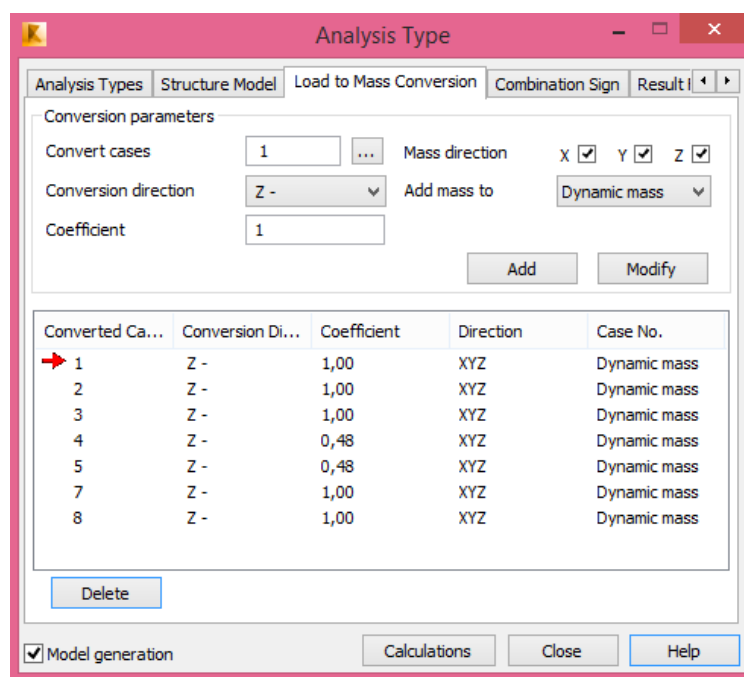


Figura 57 - Conversão da carga para massa segundo o EC8.

6.1.1 Resultados da análise modal

No Quadro 35, apresentam-se os resultados relativos a análise modal.

Quadro 35 - Resultados análise modal, considerando diafragma rígido

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	10,86	0,09	64,65	3,91
2	12,13	0,08	67,74	79,14
3	21,15	0,05	67,74	80,38
4	24,66	0,04	67,94	85,82
5	27,27	0,04	67,94	85,83
6	27,5	0,04	68,06	87,78
7	28,27	0,04	69,48	93,76
8	29,5	0,03	72,15	93,85
9	30,66	0,03	72,52	96,31
10	31,7	0,03	72,6	96,33
11	33,99	0,03	72,83	96,45
12	35,85	0,03	74,47	96,48
13	37,14	0,03	95,29	97,54

Para mobilizar pelo menos 90 % da massa em cada uma das direções, um dos requisitos suficientes para considerar esta análise verdadeiramente representativa do comportamento do edifício, foram necessários 13 modos de vibração. Verifica-se que a estrutura apresenta uma elevada rigidez “anormalmente” elevada, dado as frequências serem anormalmente elevadas que se verifica logo nos primeiros modos.

Este facto é justificado pelo facto de estarmos perante uma estrutura praticamente com um piso, com elementos de elevada rigidez junto aos topos da estrutura.

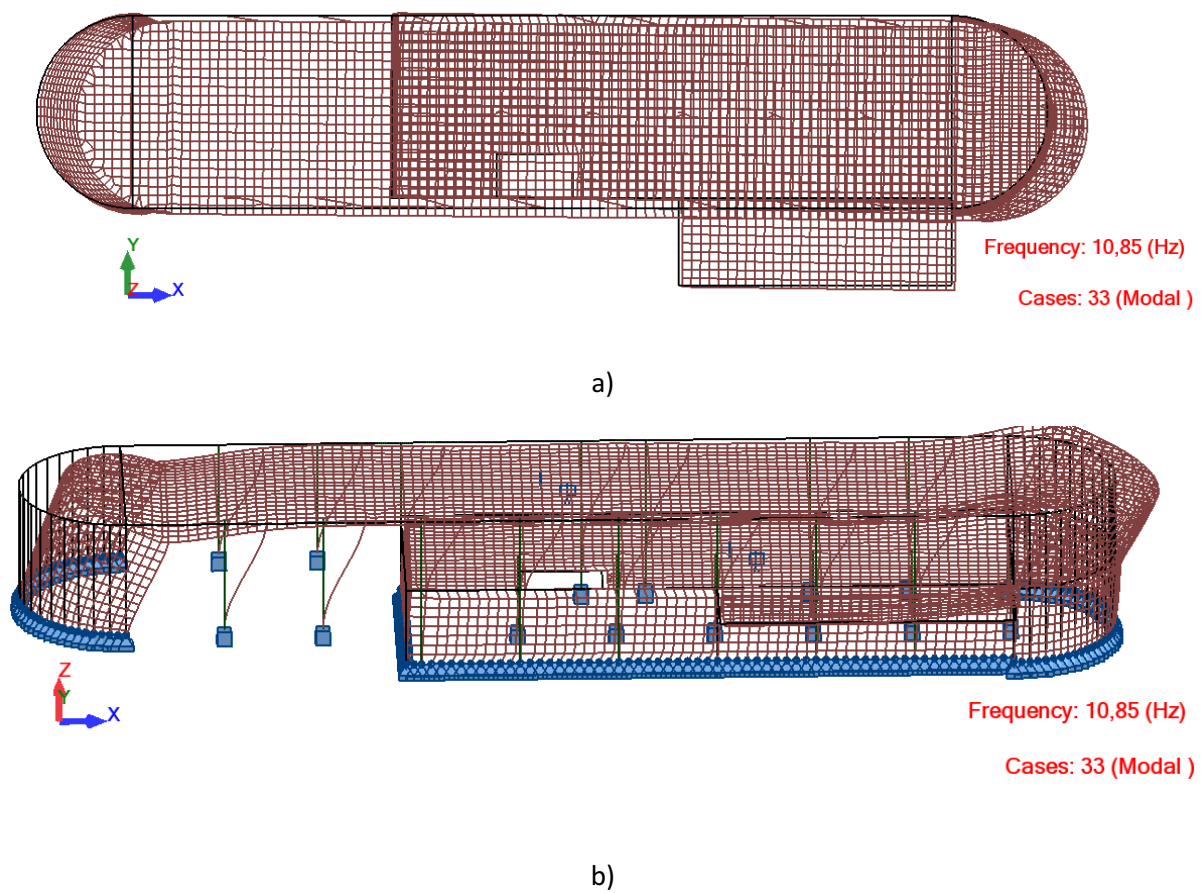


Figura 58 – Deformada do 1º modo de vibração, a) Vista superior e b) Vista lateral

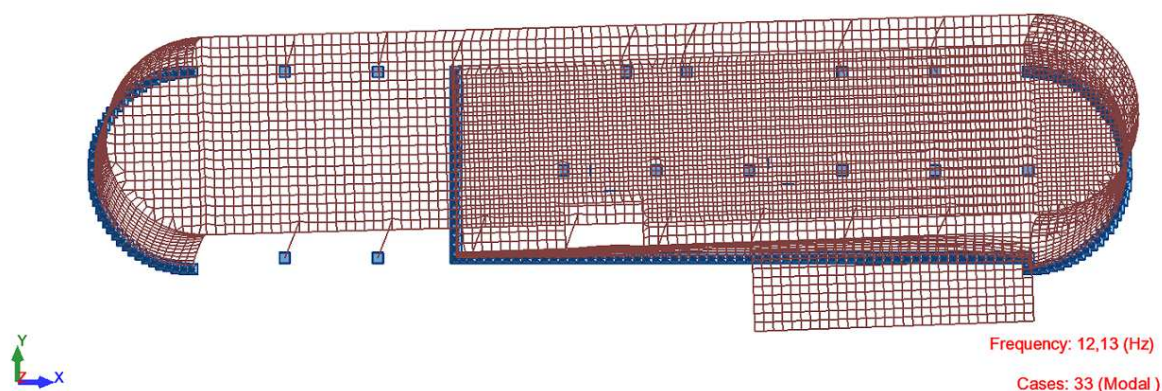


Figura 59 - Deformada do 2º modo de vibração

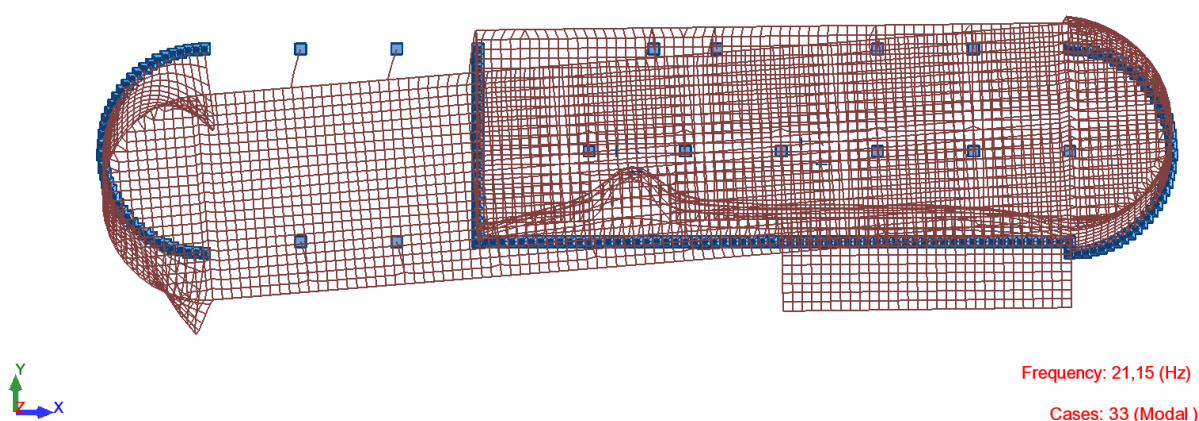


Figura 60 - Deformada do 3º modo de vibração

Pela mobilização de massa e pela deformada acima representadas, facilmente se deteta que os três primeiros modos representam os modos principais de translação em ambas as direções e o primeiro modo de torção.

Verifica-se que os modos de translação são comandados pela rigidez das paredes curvas, elementos de maior rigidez da estrutura, situadas nos topos, observando-se que as direções de translação do 1º modo e 2º modo correspondem respetivamente às direções de menor e maior rigidez daqueles elementos estruturais, ver Figura 61.

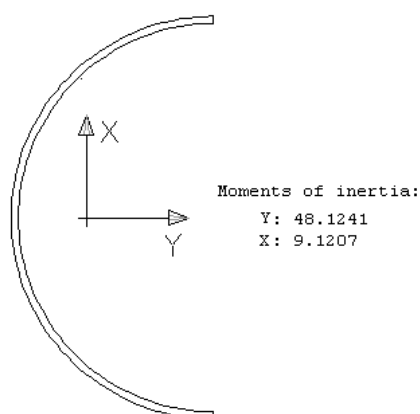


Figura 61 - Momentos de inércia das paredes dos topos

O segundo modo, tem a deformada da direção ortogonal, Y, o que faz sentido, dado a simetria de rigidezes em ambas as direções, aparecendo a torção apenas no terceiro modo de vibração.

Uma dúvida levantada nesta análise, prende-se com a esbelteza do piso de cobertura, superior a 4, com os elementos de elevada rigidez localizados nos topos, tendo a laje deste modo um comportamento semelhante a viga apoiada em ambos os topos sob ação horizontal. Fazendo a análise sem considerar diafragma rígido, obtêm-se os seguintes resultados:

Quadro 36 - Resultados análise modal, sem considerar diafragma rígido

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
1	3,92	0,25	0	54,28
2	9,15	0,11	62,8	54,77
3	9,92	0,1	63,28	63,19
4	11,17	0,09	64,96	84,05
5	17,49	0,06	64,98	88,05
6	22,34	0,04	69,81	88,11
7	23,3	0,04	69,84	88,28
8	24,66	0,04	70,2	88,3
9	25,73	0,04	80,56	88,3
10	27,09	0,04	80,57	88,3
11	27,36	0,04	81,65	88,84
12	28,37	0,04	85,95	89,29
13	29,7	0,03	85,95	89,29
14	30,67	0,03	90,61	89,58
15	31,55	0,03	91,15	89,58
16	32,73	0,03	91,22	91,7

Neste caso são necessários 16 modos para mobilizar a os 90% em ambas as direções. Verifica-se também que devido à menor rigidez da laje no plano, esta se deforma na zona central, o que justifica a menor frequência nos primeiros modos de vibração.

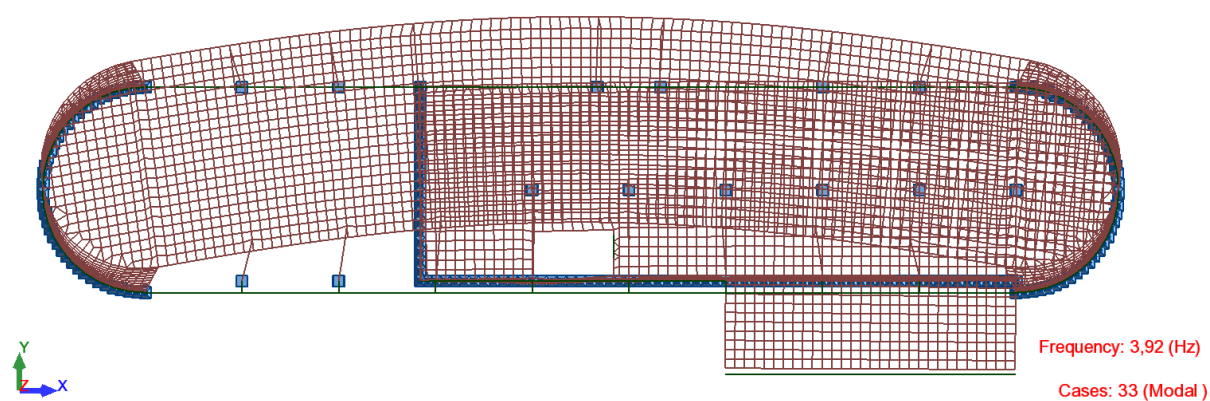


Figura 62 - Deformada do 1º modo de vibração sem considerar diafragma rígido

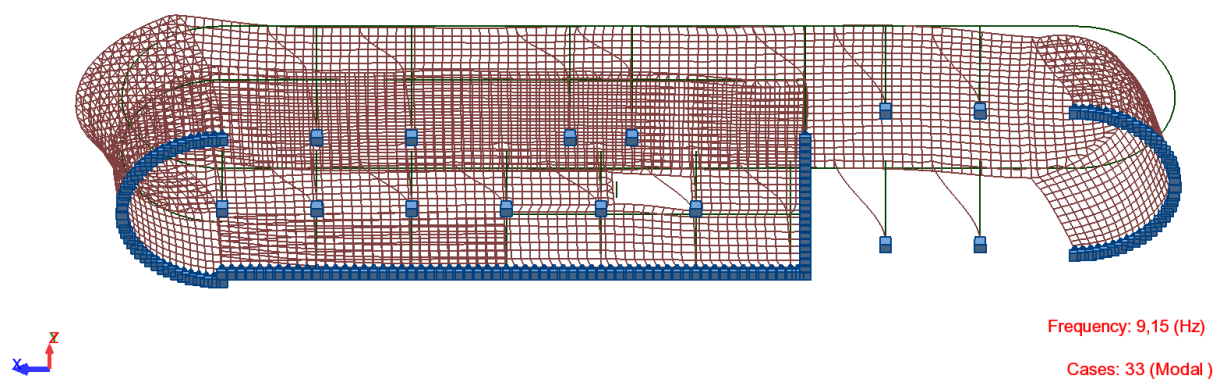


Figura 63 - Deformada do 2º modo de vibração sem considerar diafragma rígido

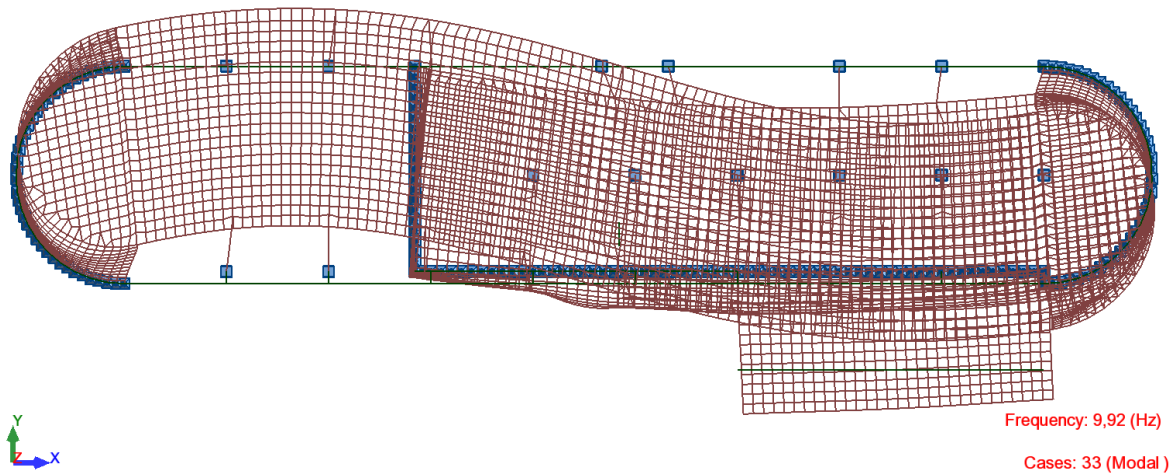


Figura 64 - Deformada do 3º modo de vibração sem considerar diafragma rígido

Analisando as deformadas verificamos que a rigidez da laje no seu plano é condicionante para a resposta da estrutura, sendo esta mobilizada no primeiro modo. O segundo modo, tem uma deformada, e frequência, semelhante ao primeiro modo do modelo considerando diafragma rígido. O terceiro modo corresponde ao primeiro modo de torção, sendo a partir deste, todos os modos de torção (ver figura abaixo) funcionando a laje como uma viga “apoiada” nos extremos. Verificando-se que em nenhum dos modos significativos, 16, a maior inércia das paredes de topo não é mobilizada, sendo francamente condicionante a rigidez no plano da laje de cobertura.

Quadro 37 - Deformadas dos modos 4,5,6 e 7 sem considerar diafragma rígido

Modo	Deformada
4	
5	
6	
7	

Assim conclui-se ser este o modelo mais realista a considerar na análise.

6.2 ANÁLISE SÍSMICA

De acordo com o disposto no ponto 4.3.1 (7) do EC8, “a não ser que seja efetuada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados poderá considerar-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão e de alvenaria são iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados”, ou seja, prevalece, apesar do sismo ser uma ação rápida, o efeito da fissuração na redução brusca da rigidez dos elementos. Deste modo, aplicando as metodologias do EC8, para a análise dos efeitos da ação sísmica reduziu-se o módulo de elasticidade para os elementos de betão armado (C30/37 $E=33\text{GPa}$) será de $0,5 \times 37 = 16,5\text{ GPa}$.

6.2.1 Estado limite de utilização - Limitação de danos

Para realizar a verificação da Limitação de Danos utilizou-se o espectro do espectro de resposta de cálculo, sendo posteriormente os resultados de “drift” entre pisos, adaptados aos espectros elásticos pelo coeficiente de comportamento e ajustados ao período de retorno para análise de limitação de danos pelos coeficientes de redução associados às respetivas ações sísmicas.

Assim, para avaliar este aspeto foram considerados:

- Pisos com 4m a altura;
- Coeficiente de redução de 0.4 e 0.55 para as ações sísmicas I e II respetivamente.
- Deslocamento máximo entre pisos corrigido limitado a $0.01 \times h$

Quadro 38 – Verificação do deslocamento corrigido entre pisos, Ação sísmica Tipo 1

Ação sísmica Tipo 1						
q =	2.40		v =	0.40		
Piso	d_x (mm)	d_y (mm)	h (m)	$0.001h$ (mm)	$d_{rx}v$ (mm)	$d_{ry}v$ (mm)
Fundação	0.00	0.00	4.00	40.00	0.40	0.30
1	0.10	0.30				
Cobertura	0.30	2.10	4.00	40.00	0.20	1.80

Quadro 39 - Verificação do deslocamento corrigido entre pisos, Ação sísmica Tipo 2

Ação sísmica Tipo 2I						
q =	2.40		v =	0.50		
Piso	d_x (mm)	d_y (mm)	h (m)	0.001h (mm)	$d_{rx}v$ (mm)	$d_{ry}v$ (mm)
Fundação	0.00	0.00	4.00	40.00	0.14	0.55
1	0.10	0.40				
Cobertura	0.60	3.00	4.00	40.00	0.69	3.58

Pelos valores acima apresentados, tal como previsto, o deslocamento entre pisos devido à ação sísmica é reduzida, estando os valores dentro dos limites regulamentares.

6.3 DIMENSIONAMENTO

6.3.1 Laje da cobertura

6.3.1.1 Verificação da deformação

De acordo com o sugerido pelo EC2, a deformação das lajes deve ser limitada a $L/250$, para a combinação de ações quase-permanentes. Para o caso em análise, vão 10.3 m, tem-se que o valor da flecha máxima admissível a tempo infinito são 40 mm.

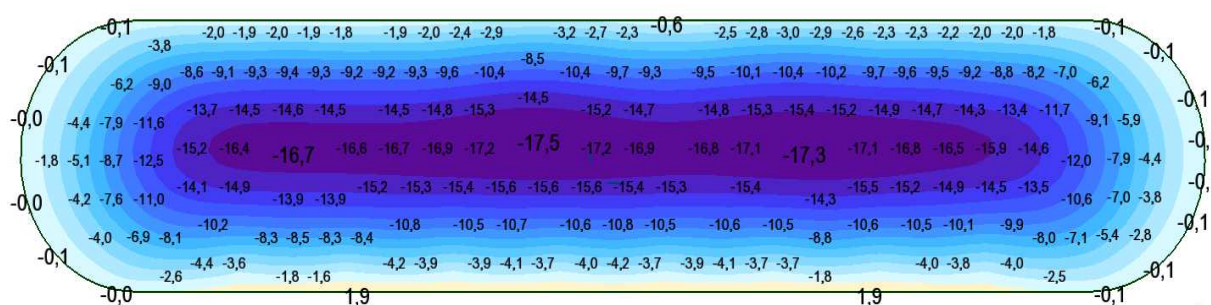


Figura 65 – Deformação elástica instantânea da Laje da cobertura (mm)

Por análise da figura verifica-se que o valor da flecha elástica são $17,5 - 3 = 14,5$ mm. Deve-se posteriormente calcular a flecha para $t=t_{inf}$. Previamente a este cálculo, deve-se confirmar o fato de estarmos perante seção fendilhada para a combinação de ações quase permanentes.

$$\sigma = \frac{M_{qp}}{W} > f_{ctm} \leftrightarrow \sigma = \frac{M_{qp}}{W} > 2,9 \text{ MPa}$$

Após cálculo confirma-se o estado fendilhado da seção, ver quadro 40.

Quadro 40 - Tensões nas fibras extremas para as ações quase-permanentes

σ_c^{sup}	- 6.10 MPa
σ_c^{inf}	11.5 MPa

Flecha para $t=t_{inf}$

De modo a prever-se a flecha a longo prazo, foi desenvolvida uma folha de cálculo em software Excel recorrendo ao método bilinear, para elementos lineares lajes unidireccionais, em flexão composta.

$$\alpha = \zeta \times \alpha_{II} + (1 - \zeta) \times \alpha_I \quad (6.1)$$

Para estimar a flecha a tempo infinito, tanto em estado não fendilhado como no estado fendilhado. Este método de cálculo tem em consideração os coeficientes de curvatura K_s , K_φ e K_{cs} . Os dois primeiros têm em consideração o efeito de rigidez da armadura na curvatura instantânea e o efeito de “oposição” da armadura na curvatura devido á fluência respetivamente. O terceiro coeficiente tem em consideração os efeitos de retração na curvatura [4]. Estes coeficientes podem ser calculados ou podem ser obtidos por ábacos, ver anexos. Abaixo apresenta-se o método de cálculo das flechas em estado não fendilhado, α_i e em estado fendilhado, α_{II} . [4]

$$\alpha_I = K_{s1} \times \alpha_i + K_{s1} \times \alpha_i \times \varphi \times K_{\varphi 1} + (-\varepsilon_{cs}) \times K_{cs1} \times \frac{L^2}{8 \times d} \quad (6.2)$$

(6.3)

$$\alpha_{II} = K_{s2} \times \alpha_i + K_{s2} \times \alpha_i \times \varphi \times K_{\varphi 2} + (-\varepsilon_{cs}) \times K_{cs2} \times \frac{L^2}{8 \times d}$$

em que:

K_s – Coeficiente que tem em consideração o efeito de rigidez da armadura na curvatura instantânea.

K_{φ} – Coeficiente que tem em conta o efeito de “oposição” da armadura na curvatura devido à fluência respetivamente.

K_{cs} – Coeficiente que tem em conta o efeito de “oposição” da armadura na curvatura devido à fluência respetivamente.

α_i – Flecha instantânea.

φ – Coeficiente de fluência.

ε_{cs} – Extensão total de retração.

Quadro 41 - Valores das flechas máximas a $t=t_0$ e $t=t_{inf}$

Flecha Elástica		14,5	mm				
Vão		10,3	m				
t=t0				t= infinito			
ks1	7.8E-01	ζ	0.650	ks1	7,8E-01	ζ	0,825
k φ 1	7.0611E-01	α_1 (mm)	1.1E+01	k φ 1	7,06E-01	α_1 (mm)	27,28
kcs1	6.70E-01	α_2 (mm)	5.25E+01	kcs1	0,670411598	α_2 (mm)	5,99E+01
ks2	3.6E+00			ks2	3,62E+00		
				k φ 2	0,0704		
		flecha (mm)	38.11	kcs2	3,98E-01	Flecha (mm)	56,82

Está-se perante uma laje com deformação acima dos valores regulamentados, 40 mm, portanto foi estudada uma solução de pré-esforço, com cabos não aderentes.

6.3.1.1.1 Cálculo do Pré-esforço

Durante o processo de cálculo do pré-esforço teve-se em atenção os seguintes aspetos:

- A força aplicada à armadura de pré-esforço, $P_{\text{máx}}$ (ou seja, a força na extremidade ativa durante a aplicação do pré-esforço), não exceder o seguinte valor:

$$P_{\text{máx}} = A_p \times \sigma_{p,\text{máx}} \quad (6.4)$$

em que:

A_p - Área da secção transversal da armadura de pré-esforço;

$\sigma_{p,\text{máx}}$ - Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço = $\min \{ 0,8 \times f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k} \}$.

- Promover uma solução de pré-esforço, em que a aplicação de pré-esforço seja efetuada numa só fase.
- Limitar a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras ações que atuam no momento da aplicação do pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço, a:

$$\sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck(t)} \quad (6.5)$$

em que:

$f_{ck(t)}$ - Valor característico da resistência à compressão do betão na idade t de aplicação do pré-esforço.

- Evitar que a tensão de compressão exceda permanentemente $0,45 \times f_{ck(t)}$, de modo a considerar-se o comportamento linear de fluência.

Pré dimensionamento

Como primeiro passo de pré-dimensionamento, assumiu-se que o pré-esforço deveria equilibrar 60 % das cargas permanentes (considerando nestas os pesos das terras e das árvores). Pensa-se ser uma percentagem adequada dado que se tem em consideração o peso das árvores e terras, que na realidade são superiores que ao peso próprio da laje.

Assim tem-se:

$$0.6 \times (5.03 + 0.6 + 6.3 + 0.32) = 7.35 \text{ kN/m}^2$$

Optando por uma solução de cabo parabólico sabe-se que a carga equivalente de pré-esforço é :

$$q = \frac{8 \times f \times P}{L^2} \quad (6.6)$$

Sabendo que:

Para uma altura de laje de 0,4, com um centro de gravidade distando 13,8 cm da fibra superior e um recobrimento de armadura de pré-esforço adotado são 7.5 cm, temos uma flecha, f , de:

$$f = 0.4 - 0.075 - 0.138 = 0.187 \text{ m}$$

- A largura de influência de cada nervura são 0,6 m
- O vão da laje são 10.3 m

Temos que a força de pré-esforço necessária para mobilizar os 7.35 kN/m² são:

$$7.35 = \frac{\frac{8 \times 0.187 \times P}{10.3^2}}{0.6} \leftrightarrow P = 312 \text{ kN /Nervura}(t = \infty)$$

Portanto por nervura são necessários materializar 312 kN de força de pré-esforço para equilibrar 60% das ações do peso próprio da laje e dos pesos das árvores e da terra.

Assumindo a utilização de dois cordões, tem-se a necessidade de mobilizar 156 kN por cordão para $t=t_{inf}$. Assumindo perdas totais de 25%, momento aplicação de pré-esforço tem-se a necessidade de aplicar 195 kN por cordão.

Sabendo que:

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 0,9 \times 1860 = 1674 \text{ MPa}$$

Tem-se como tensão máxima por cordão de pré-esforço:

$$\sigma_{pm\acute{a}x} = \text{Min} (0.75 \times 1860; 0.85 \times 1674) = 1395 \text{ MPa}$$

Considerando cordões de 0.6" (1.4 cm²), temos que a força de pré-esforço máxima por cordão é:

$$P_{0m\acute{a}x} = 1.4 \times 10^{-4} \times 1395 \times 10^3 = 195 \text{ kN/cordão}$$

Seguindo o princípio que o pré-esforço é uma carga auto-equilibrada, Figura 66, calcularam-se as ações de equilíbrio e procedeu-se à sua materialização no modelo, Figura 68.

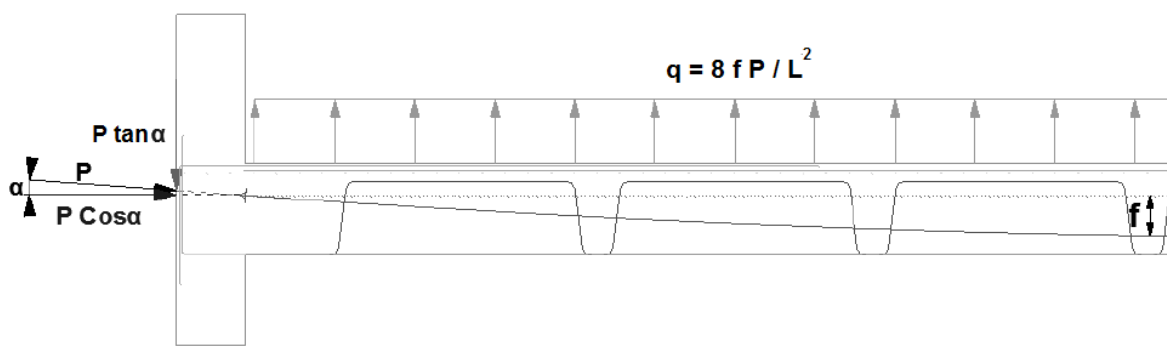


Figura 66 - Equilíbrio de forças de pré-esforço.

Equilíbrio vertical

O equilíbrio vertical é dado por uma força de sentido oposto ao do pré-esforço com o seguinte valor:

$$P \times \tan \alpha \quad (6.7)$$

Dado que o valor de α ser muito pequeno, $\tan \alpha \approx \text{sen} \alpha$

Um método simples para a obtenção desta força de equilíbrio, pode ser obtido materializando num modelo a ação do pré-esforço por metro de laje, e verificando nos apoios qual o valor das reações. Assim como ação tem-se:

$$7.35 \times 1.0 = 7.35 \text{ kN/m}$$

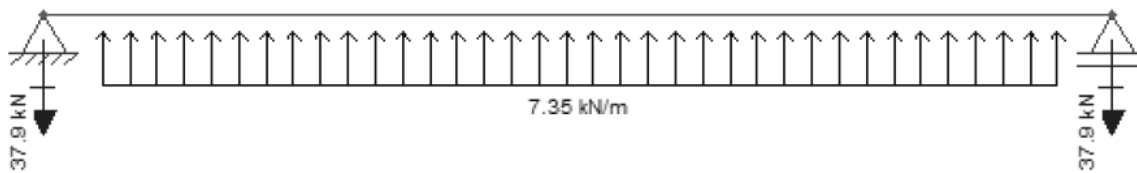


Figura 67 - Reações de apoio por metro de laje

Assim por metro de apoio de laje deve conceber-se uma carga de 37.90 kN/m

Equilíbrio Horizontal

Este equilíbrio foi materializado por uma carga distribuída ao longo dos apoios das lajes com a grandeza de:

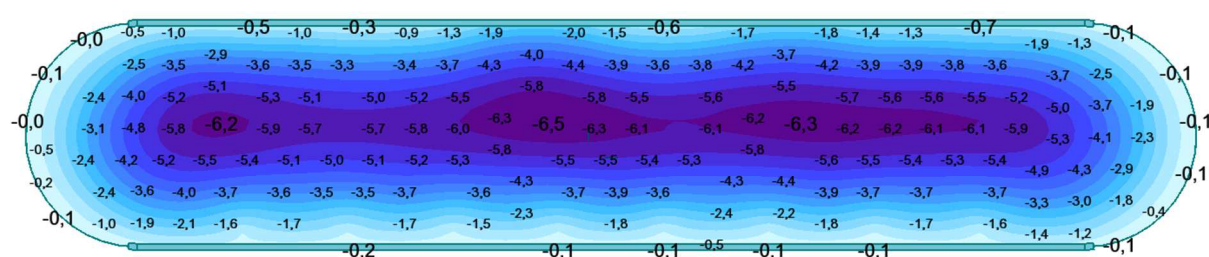
$$P \times \cos \alpha$$

Como o valor de α , é muito pequeno assume – se, $P \times \cos \alpha = P$

Assim tem-se ao longo da viga de apoio, o valor da seguinte carga distribuída:

$$300/0.6 = 500 \text{ kN/m}$$

Após aplicação do pré-esforço efetua-se nova análise das deformações, Figura 69, para a combinação de ações quase permanente, tendo já em consideração os efeitos favoráveis do pré-esforço.



De seguida verifica-se a fendilhação da seção. Os resultados apresentam-se no Quadro 42.

σ_c^{sup}	- 3.10 MPa
σ_c^{inf}	-2.90 MPa

$\sigma = -2.9 < 2.9 \text{ MPa} \rightarrow$ não há fendilhação da seção

Pela análise verifica-se que para a combinação de ações quase permanentes, a seção transversal está sujeita a tensões inferiores f_{ctm} , portanto ter-se-á que considerar uma análise de seção não fendilhada, portanto o coeficiente de distribuição ζ (EC2, ponto 7.4.3) toma o valor nulo.

Neste caso verifica-se uma flecha elástica instantânea de $6.5 \cdot 2 = 4,5$ mm

Quadro 43 - Quadro de flechas para $t=t_0$ e $t=t_{inf}$ (seção não fendilhada)

Flecha Elástica		4.5	mm				
Vão		10.3	m				
t=t0				t= infinito			
ks1	7.8E-01	ζ	0.000	ks1	7.8E-01	ζ	0.000
k ϕ 1	7.0611E-01	α_1 (mm)	3.5E+00	k ϕ 1	7.06E-01	α_1 (mm)	8.47
kcs1	6.70E-01	α_2 (mm)	3.27E+00	kcs1	0.670411598	α_2 (mm)	3.89E+00
ks2	7.3E-01			ks2	7.26E-01		
				k ϕ 2	0.0955		
		flecha (mm)	4.81	kcs2	4.13E-02	flecha (mm)	8.47

Verificando a flecha para $t=t_{inf}$ temos que esta será de 8.47 mm, portanto verifica!

Aplicação do pré-esforço

Durante o processo de dimensionamento, teve-se o cuidado de optar, dentro de possível, por uma solução de aplicação da totalidade da força pré-esforço numa só fase, de modo a facilitar o processo e minimizar os custos de aplicação. Assim a solução prevê a aplicação de pré-esforço numa fase apenas. De seguida enuncia-se o faseamento construtivo:

1. Escoramento da laje;
2. Betonagem da laje e cura do betão;
3. Aplicação do pré-esforço;

Como se verifica no Quadro 44, na aplicação do pré-esforço, a tensão na fibra superior é inferior ao f_{ck} , logo a laje não sofre fendilhação na fibra superior.

Quadro 44 - Quadro de flechas para $t=t_0$ e $t=t_{inf}$ (seção não fendilhada)

x(m)	h(m)	A (m ²)	I(m ⁴)	Ms(kN/nerv)	e(m)	P(kN)	n	Ps (kN/m)	MPs (kNm/m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0	0.4	0.099	1.33E-03	24.0	0.000	175.5	2	351.0	0.00	-3.6	-3.6
5.15	0.4	0.099	1.33E-03	24.0	0.187	175.5	2	351.0	-65.6	0.8	-11.8

Nota: na determinação das tensões nas fibras superiores e inferiores considerou-se:

-
- *Peso próprio da laje*
 - *Perdas de 10% na aplicação do pré-esforço ($P=0.9 \times P_0$);*
4. Betonagem das vigas de topo (dado que as cunhas ficarão embebidas na alma das vigas);
 5. Remoção do escoramento;
 6. Aplicação de revestimentos e carregamento de terras e árvores

Como se verifica no Quadro 45, na fase de carregamento pleno da laje, considera-se adicionalmente as perdas diferidas de 15% do pré-esforço, a laje ficará toda comprimida.

Quadro 45 - Quadro de flechas para $t=t_0$ e $t=t_{inf}$ (seção não fendilhada)

x(m)	h(m)	A (m ²)	I(m ⁴)	Ms(kN/nerv)	e(m)	P(kN)	n	Ps (kN/m)	MPs (kNm/m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
5	0.4	0.099	1.33E-03	0.0	0.000	150	2	300.0	0.00	-3.0	-3.0
5.2	0.4	0.099	1.33E-03	58.5	0.187	150	2	300.0	-56.1	-3.3	-2.6

6.3.1.2 Verificação para estados limite últimos

6.3.1.2.1 Flexão

Armadura na direção principal, verificação dos momentos na direção YY, MYY

Na Figura 70, apresentam-se os valores do esforço por flexão da laje de cobertura na direção principal.

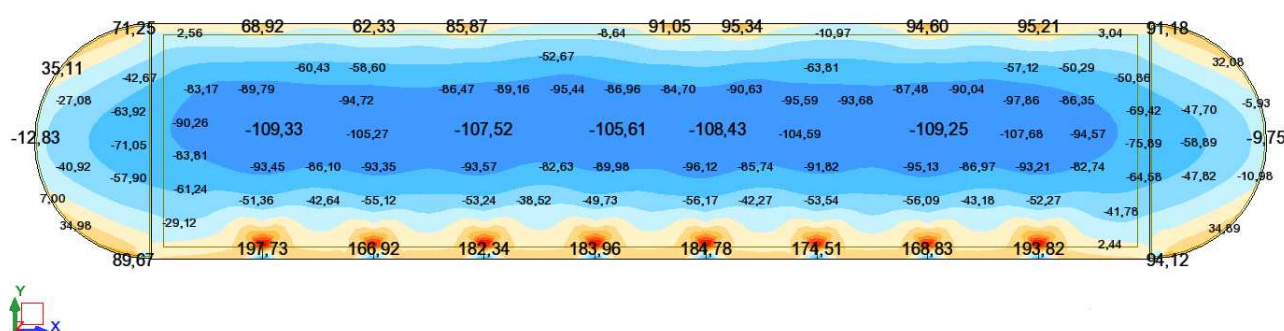


Figura 70 - Momentos MYY na laje de cobertura

Os momentos acima referem-se aos esforços para ELU tendo em consideração o efeito favorável do pré-esforço, com coeficiente parcial γ_p de valor igual a 1.0 (Ponto 2.4.2.2-EC2]. Devido a ter-se a ação do pré-esforço, o dimensionamento da seção será feito à flexão composta.

No presente caso não se fará qualquer redistribuição de esforços devido ao fato de se prever a incapacidade de rotação da laje, por estar-se perante uma estrutura pré-esforçada.

Pelo esforço verificado junto aos apoios, foi concebida com uma faixa maciça ao longo da disposição dos apoios. Nos alinhamentos dos pilares por razões de aumento de resistência e também por facilidade na disposição dos blocos de aligeiramento, ter-se-á nervuras de maior dimensão, ver Figura 71.

Refere-se ainda que a distribuição dos cordões será sempre de dois cordões por nervura, independentemente da largura destas.

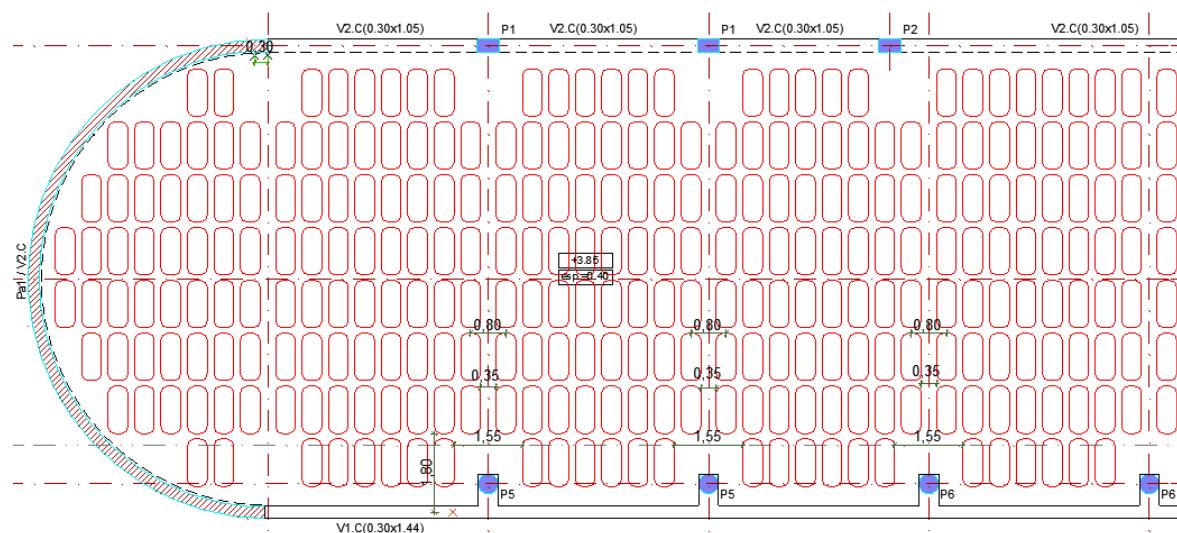


Figura 71 – Disposição de blocos de aligeiramento

O dimensionamento será realizado tendo em conta os esforços mais condicionantes apresentados na Figura 72.

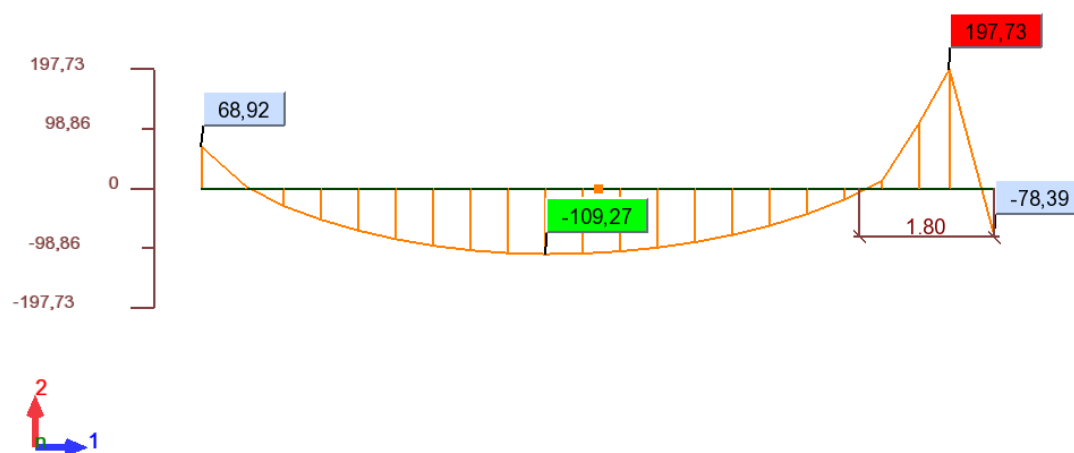


Figura 72 - Diagrama de momentos da nervura mais esforçada

Armadura Inferior**Zona Nervurada**

No caso da laje aligeirada tem-se em conta as dimensões da Nervura N1 apresentadas no Quadro 46.

Quadro 46 – Elementos dimensionais da nervura

b (m)	h (m)	d (m)	hf (m)	bw (m)
0.6	0.4	0.36	0.075	0.175

$$A_{s_{\min}}^+ = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.6 \times 0.36 = 3.26 \text{ cm}^2/\text{Nervura} \\ 0.0013 \times 0.6 \times 0.36 = 2.81 \text{ cm}^2/\text{Nervura} \end{cases}$$

$$N_{Ed} = -300 \text{ kN}/\text{Nervura}$$

$$M_{Ed}^+ \text{ máx} = 109,3 \text{ kNm} \rightarrow M_{Ed}^+ / \text{Nervura} = 109.3 \times 0.6 = 65.7 \text{ kNm}/\text{Nervura}$$

Pelas tabelas de dimensionamento tem-se que:

$$M_{Ed}^+ / \text{Nerv.} = 65.7 \text{ kNm} \rightarrow \mu = 0.042 \rightarrow \omega = 0.043 \rightarrow A_s^+ = -2.6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s_{\min}}^+$$

$$A_{s_{\min}}^+ = 3.26 \text{ cm}^2/\text{Nervura} \rightarrow 2\emptyset 20 / \text{Nervura}(6.28 \text{ cm}^2)$$

Seguindo o mesmo raciocínio de cálculo nas nervuras de acerto (Nervuras N2) (no alinhamento dos pilares) adoptam-se 4 \emptyset 16

Armadura Superior**Zona Maciça**

Para calcular a armadura superior procedeu-se ao cálculo da armadura de momentos negativos, distribuída numa banda maciça de 1,55m (x1m) de largura sobre os apoios, para tal foi calculado o momento médio sobre o apoio mais solicitado. Para tal foi efetuado no modelo um corte, A-A2, transversal sobre o apoio e chegando-se a um valor médio de 107.89 kNm/m, ver Figura 73.

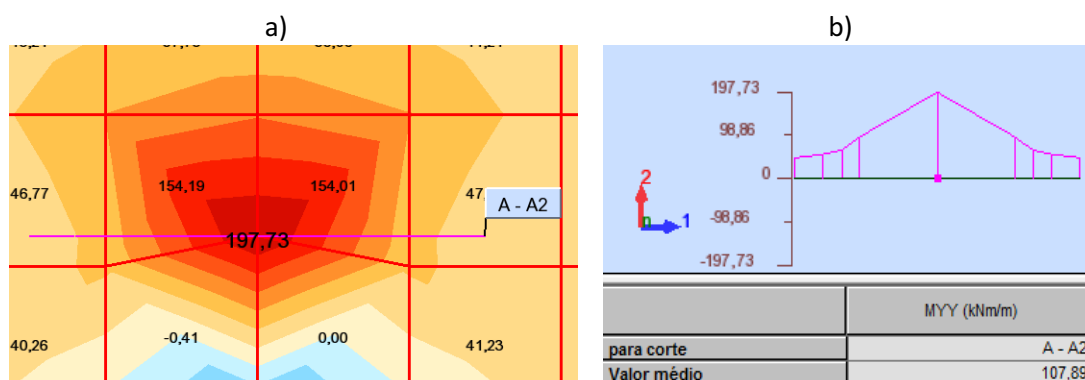


Figura 73 – a) Corte A-A2 sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado

Assim para uma banda maciça de 1.0 m de largura mantendo a mesma a altura, 0.4 m, da banda aligeirada, calcula-se a respetiva armadura superior.

$$N_{Ed} = -500 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed}^- = 107.89 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0.042 \rightarrow \omega = 0.043 \rightarrow A_s^- = -4.38 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow A_{s_{min}}^-$$

$$A_{s_{min}}^- = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.36 = 5.2 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 1 \times 0.36 = 4.7 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_{s_{min}}^- = 5.2 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 10@15 \text{ cm} (5.24 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Zona Nervurada

Devido ao fato de se ter em consideração que as zonas maciças resistam aos momentos negativos, nas zonas aligeiradas opta-se apenas por uma armadura de lajeta.

Armadura da lajeta

$$A_{s,lajeta} = 0.1 \times b \text{ (alt. da lajeta)} = 0.1 \times 7.5 = 0.75 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Malha sol AQ50 (1.96 cm}^2/\text{m)}$$

Armadura na direção transversal, verificação dos momentos na direção XX, MXX

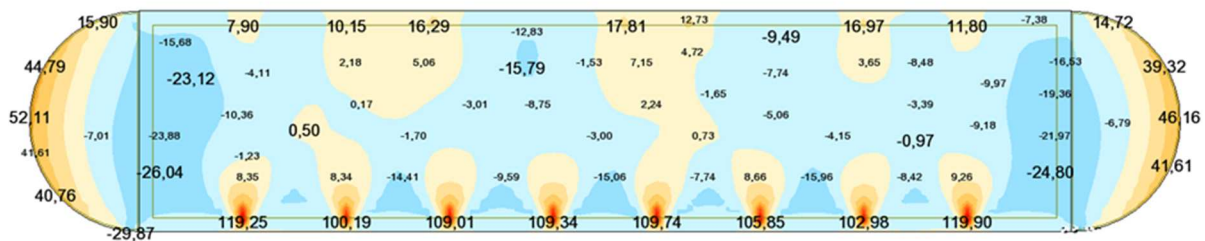


Figura 74 - Momentos MXX na laje de cobertura

Armadura Inferior

Nesta direção, a armadura das nervuras transversais, tarugos, é determinada por:

$$A_s^+ = 0.1 \times A_s^+ \times l_{\text{tarugo}}$$

em que:

A_{sI} – Armadura Longitudinal (cm²/m);

l_{tarugo} – Distância entre tarugos.

Assim para a laje selecionada, ver Figura 75, calcula-se a armadura inferior

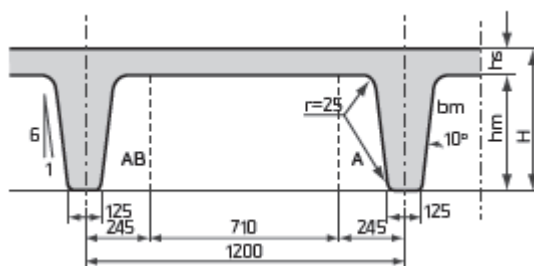


Figura 75 - Nervuras na direção transversal

$$As^+ = 0.1 \times \frac{6.28}{0.6} \times 1.2 = 1.26 \text{ cm}^2/\text{tarugo} \rightarrow 2\emptyset 10 (1.57 \text{ cm}^2)$$

Verifica-se se esta armadura é suficiente para o maior M_{Ed}^+ :

$$A_s^+ = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \omega = 0.008 \rightarrow \mu = 0.008 \rightarrow M_{Rd}^+ = 25 \text{ kNm/Nervura}$$

$$M_{Rd}^+ = \frac{25}{1.2} = 20.8 \text{ kNm/m} < 26.04 \text{ kNm/m, KO!}$$

Optando por $2\Phi 12$ (2.26 cm^2) tem-se:

$$M_{Bd}^+ = 28.3 > 26.1 \text{ kNm/m, Ok!}$$

Na figura 76 apresenta-se o perfil de diagrama de momentos ao longo da banda maciça. Verifica-se um momento máximo inferior de 21 kNm/m. Perfil do diagrama de momentos ao longo da banda maciça

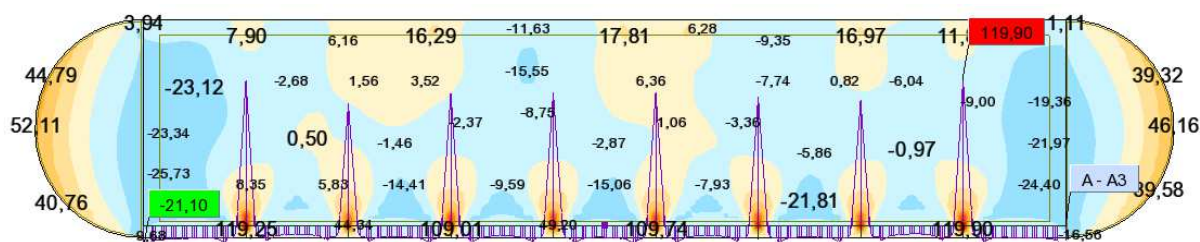


Figura 76 - Perfil do diagrama de momentos ao longo da banda maciça.

Devido ao fato de ser um momento baixo, pensa-se ser suficiente uma armadura mínima.

$$A_{s_{\min}} = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.36 = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 1 \times 0.36 = 4.7 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Para $5.4 \text{ cm}^2/\text{m}$, opta-se por uma armadura inferior na banda maciça de $\Phi 12@15$ ($7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armadura Superior

Zona Nervurada

Na lâmina de compressão da zona aligeirada tem-se já determinada a malha sol AQ 50, 5 mm, ($1.96 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Zona Maciça

Relativamente à armadura superior necessária na banda, foi efetuado um corte transversal, sobre o apoio mais esforçado, ver Figura 77, e assim definir qual o momento médio atuante numa faixa de 1 metro.

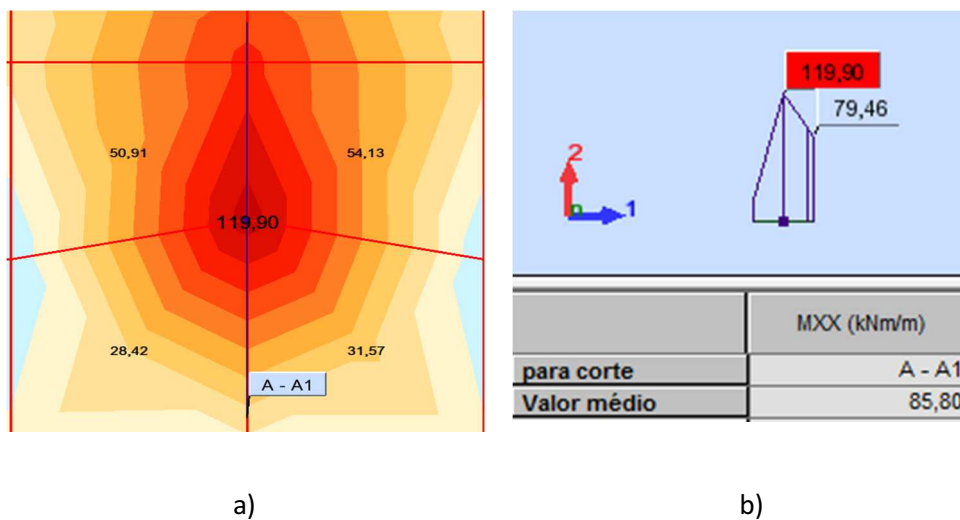


Figura 77 – a) Corte A-A1 sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado

O momento médio é de 85.8 kNm/m .

$$M_{Ed} = 85.80 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0.033 \rightarrow \omega = 0.034 \rightarrow A_s^- = 5.5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 12@20 (5.65 \text{ cm}^2/\text{m})$$

No Quadro 47 apresenta-se o resumo da armadura de flexão a adotar na laje de cobertura.

Quadro 47 – Resumo das Armaduras de flexão na laje de cobertura

	Direção YY (MY)		Direção XX (MXX)	
Laje nervurada	Superior	M. Sol AQ 50, ϕ 5 mm	Superior	M. Sol AQ 50, ϕ 5 mm
	Inferior	2 ϕ 20 (ou 4 ϕ 16)	Inferior	2 ϕ 12
Banda maciça	Superior	ϕ 10@15 mm	Superior	ϕ 12@20
	Inferior	ϕ 12@15	Inferior	ϕ 12@15

6.3.1.2.2 Verificação ao esforço transversal

Na Figura 78, apresenta-se os valores de esforço transversal atuante na laje do piso.

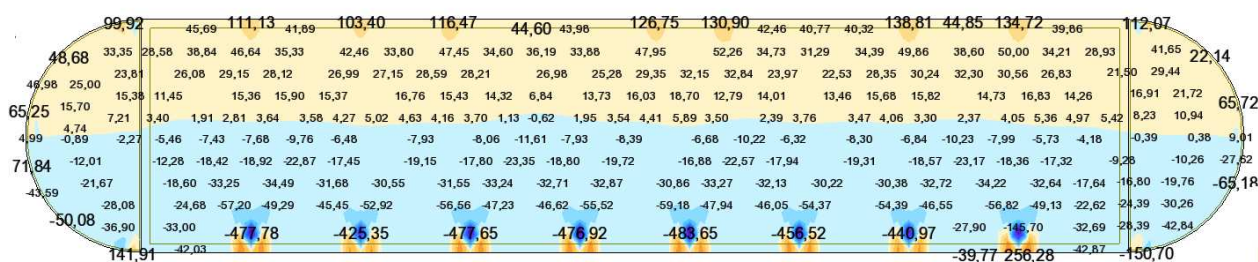


Figura 78 - Esforço transversal na laje de cobertura, tendo em conta os efeitos do pré-esforço.

Bandas Maciças

Segundo o ponto 6.2.1 (4) do EC2 a armadura de esforço transversal pode ser omitida em alguns elementos como por exemplo nas lajes (maciças, nervuradas ou vazadas).

Nos elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal, o esforço transversal resistente do betão determinado através da aplicação da seguinte equação (Ponto 6.2.2 do EC2):

$$\left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,c} = 0.12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \right) \times \left(100 \times \left(\frac{22.73 \times 10^{-4}}{1 \times 0.36} \right) \times 30 \right)^{\frac{1}{3}} \times 360 \times 1 = 201 \text{ kN/m} \\ v_{Rd,cmin} = 0.035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \right)^{3/2} \times 30^{1/2} \times 360 \times 1 = 172.9 \text{ kN/m} \\ V_{Rd,c} = 201 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Relativamente ao valor do valor de v_{Ed} , assume-se o valor sem ter em consideração os efeitos do pré-esforço, devido às ancoragens estarem à jusante desta secção não se faz sentir os efeitos do pré-esforço nesta secção, assim o valor máximo de esforço de corte nesta interface seria de 78.04 kN/m,

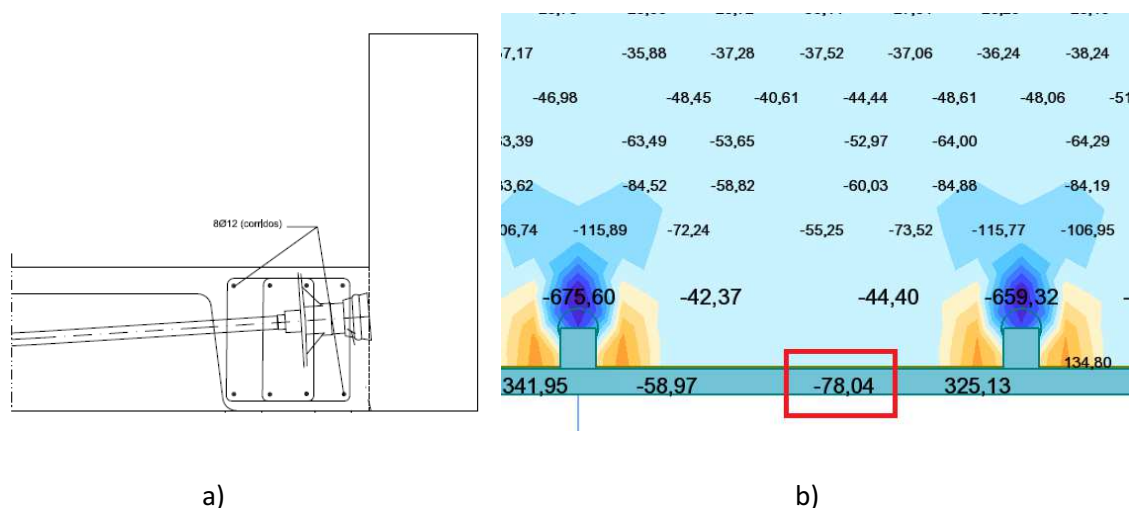


Figura 79 – a) Posição dos cabos de pré-esforço; b) Valor do esforço transversal na transição viga-banda maciça, não considerando os efeitos do pré-esforço

Assim tem-se:

$$201 > 78.04, \text{ OK!}$$

Não se necessita de armadura de esforço transversal.

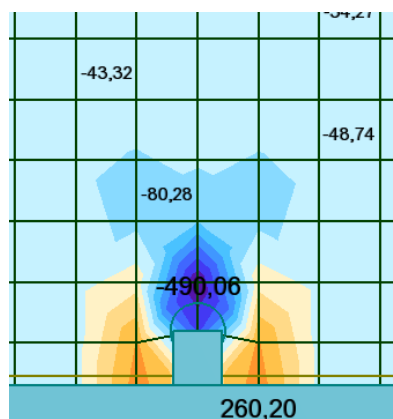
Zona Nervurada

Figura 80 - Esforço transversal atuante nas nervuras, considerando os efeitos do pre-esforço.

$$\left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,c} = 0.12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \right) \times \left(100 \times \left(\frac{13.29 \times 10^{-4}}{0.175 \times 0.36} \right) \times 30 \right)^{\frac{1}{3}} \times 360 \times 0.175 = 52.60 \text{ kN/m} \\ v_{Rd,cmin} = 0.035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \right)^{3/2} \times 30^{1/2} \times 360 \times 0.175 = 27.80 \text{ kN/m} \\ V_{Rd,c} = 52.60 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

$$52.6 < 80.28 \text{ KO!}$$

Calcular armadura de esforço transversal

$$Z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.36 = 0.324 \text{ m}$$

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.528$$

Sabendo que a força de pré-esforço é 500 kN/m:

$$\sigma_{cp} = \frac{500}{1 \times 0.4} = 1250 \text{ kPa} \rightarrow \alpha_w = 1 + \frac{1.25}{20} = 1.06$$

$$V_{Rd \text{ máx}} = 1.06 \times 0.175 \times 0.324 \times 0.528 \times 20 \times 10^3 \times \frac{1}{2.5 + \frac{1}{2.5}} = 218.75 \text{ kN/m} > 80.28 \text{ OK!}$$

$$80.28 = \frac{A_{sw}}{S} \times 0.324 \times 435 \times 10^3 \times 2.50 \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 0.00023 = 2.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_w = 2.3 \times 10^{-4} \times \frac{1}{0.175 \times 1} = 0.00131 = 0.131 \%$$

$$\rho_{w,\min} = \frac{0.08 \times \sqrt{30}}{500} = 0.00088 = 0.088\%$$

$$\frac{A_{sw}}{S} = 2.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \Phi 6@15, 2\text{ramos}, (3.76 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Seguindo o mesmo raciocínio de cálculo nas nervuras de acerto (N2), adoptam-se $\Phi 8@15$

6.3.1.2.3 Verificação ao Punçoamento

Neste caso tem-se pilares de bordo cuja verificação ao punçoamento, terá em consideração o caminho de cargas. Isto é, ao valor do esforço axial total verificado, V_{Ed} , no pilar terá de se deduzido o valor do esforço axial que a viga de bordo descarrega neste, $V_{Ed, \text{indir}}$, afim de ter em consideração apenas o esforço axial que a laje provoca diretamente no pilar, $V_{Ed, \text{dir}}$. Para obtenção da parcela indireta, considerou-se os valores de esforço transversal da viga de cada lado do pilar $V_{Ed \text{ indir}} "1"$ e $V_{Ed \text{ indir}} "2"$ junto a cada pilar, ver Figura 81.

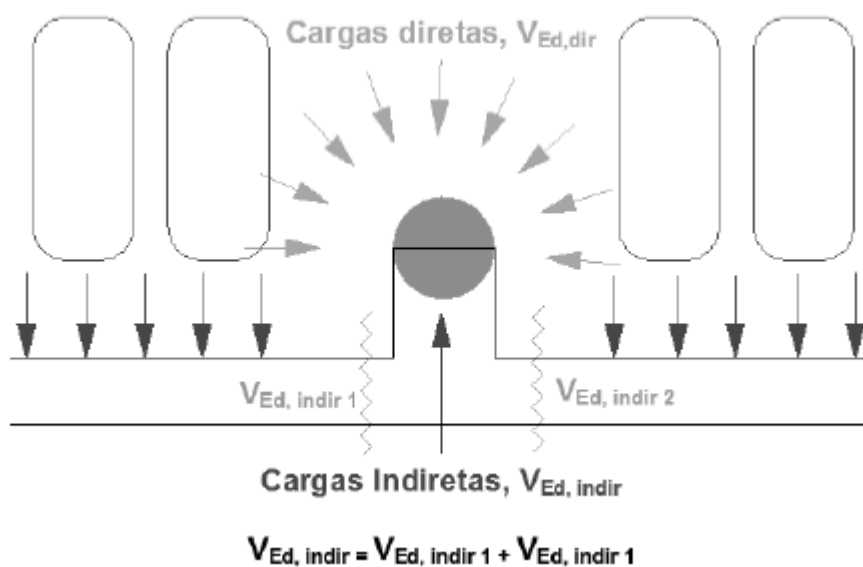
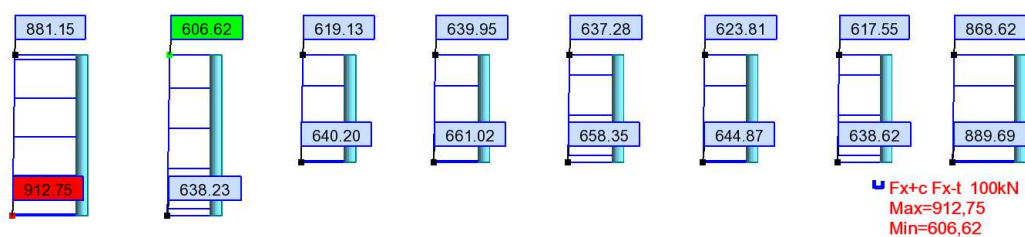
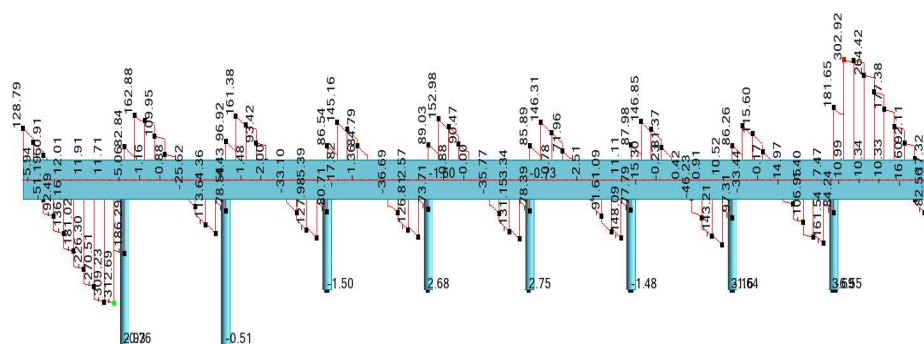


Figura 81 - Caminho de cargas nos pilares de bordo da cobertura

Por consulta do modelo, apresenta-se na Figura 82 os valores de esforço axial sobre os pilares e o esforço de corte nas vigas próximas dos pilares.



a)



b)

Figura 82 – a) Esforço axial em pilares e b) Esforço de corte na viga próxima

Procede-se à verificação da primeira condição, $v_{Rd,m\acute{a}x}$:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,m\acute{a}x}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,m\acute{a}x} \leftrightarrow \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_0 \times d} \leq 0,5 \times v \times f_{cd}$$

De modo simplificado, considera-se $\beta=1.40$

No quadro 48 apresenta-se os valores da tensão de punção atuante, v_{Ed} em todos os pilares.

Quadro 48 - Valores de esforço axial v_{Ed} , para verificação do punção no perímetro do pilar.

Pilar	β	V_{Ed} (kN)	$V_{Ed, \text{indir}}$ (kN)	$V_{Ed, \text{dir}}$ (kN)	d (m)	u_0 (m)	v_{Ed} (kPa)
1	1.4	881	475.6	405.4	0.36	1.41	1115
2	1.4	606.62	296.6	431.2	0.36	1.41	1186
3	1.4	619.13	295.3	451.88	0.36	1.41	1243
4	1.4	639.95	293.8	477.21	0.36	1.41	1313
5	1.4	637.28	299.6	473.01	0.36	1.41	1301
6	1.4	623.81	294.3	458.04	0.36	1.41	1260
7	1.4	617.55	265.6	433.98	0.36	1.41	1194
8	1.4	868.62	464.46	404.16	0.36	1.41	1112

$$v_{Rd,m\acute{a}x} = 0.5 \times 0.528 \times 20 \times 10^3 = 5280 \text{ kPa} \geq v_{Ed}, \text{ Ok!}$$

Para o pilar mais solicitado verifica-se a segunda condição, $v_{Rd,c}$:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

com:

$$v_{Rd,c} \geq v_{Rd,cmin}$$

$$\rho_{ly} = \frac{(5.24 + 2.83 + 7.54) \times 10^{-4}}{0.36} = 0.00434$$

$$\rho_{lx} = \frac{13.20 \times 10^{-4}}{0.36} = 0.00366$$

$$\rho_l = \sqrt{0.00434 \times 0.00366} = 0.089 \leq 0.02 \rightarrow 0.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,c} = 0.12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \right) \times (100 \times 0.02 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0.1 \times 1.06 = 0.106 \text{ MPa} \\ v_{Rd,cmin} = 0.035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{360}} \right)^{3/2} \times 30^{1/2} + 0.1 \times 1.06 = 0.55 \text{ MPa} \\ v_{Rd,c} = 0.55 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$v_{Rd,c} = 550 \text{ kPa} \geq 530.83 \text{ kPa, OK!!}$$

Verifica o punçoamento no perímetro de controlo, logo não necessita de armadura de punçoamento.

Determinação da armadura de punçoamento

$$f_{ywd, ef} = \min (250 + 0.25 \times d; f_{ywd}) [MPa];$$

$$f_{ywd, ef} = \min (250 + 0.25 \times 360; 435) = 340 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,min} \geq 0.08 \times \frac{0.2 \times 0.25}{1.5 \times 1 + 0} \times \frac{\sqrt{30}}{500} = 0.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \times 550 + 1.5 \times 0.36 \times \frac{A_{sw}}{S_r} \times 340 \times 10^3 \times \frac{1}{2.97 \times 0.36} \times 1 \geq 530.83$$

$$\frac{As_w}{S_r} = 0.00069 \text{ m}^2/\text{m} \rightarrow 6.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{r,\text{máx}} \leq 0.75 \times d = 0.75 \times 0.36 = 0.27\text{m} \rightarrow 0.15 \text{ m}$$

$$As_w = 0.00069 \times 0.15 = 0.00010 \text{ m}^2 \rightarrow 1.0 \text{ cm}^2$$

$$u_{\text{out}} = 1.4 \times \frac{611.87}{550 \times 0.36} = 4.32 \text{ m}$$

$$u_{\text{out}} = 3.14 \times (0.225 + \text{dist}) = 4.32 \leftrightarrow \text{dist} = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{espaços} = \frac{1.15 - 1.5 \times d - 0.15}{0.2} = \frac{1.15 - 1.5 \times .36 - 0.15}{0.2} = 2.3 \rightarrow 3 \text{ espaços} \rightarrow 4 \text{ perimetros}$$

Neste caso adotou-se, $\phi 8@15$ (4r), ver

Figura 83.

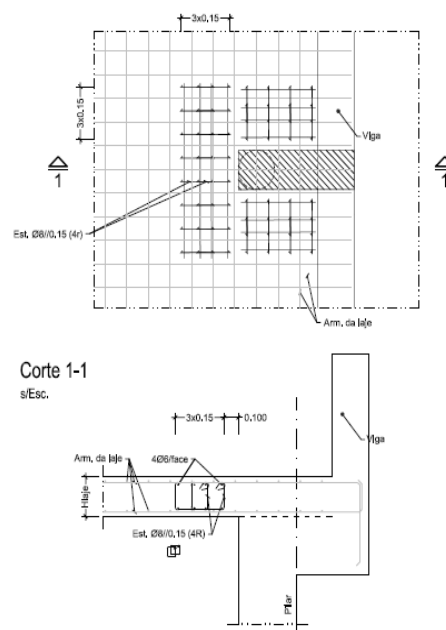
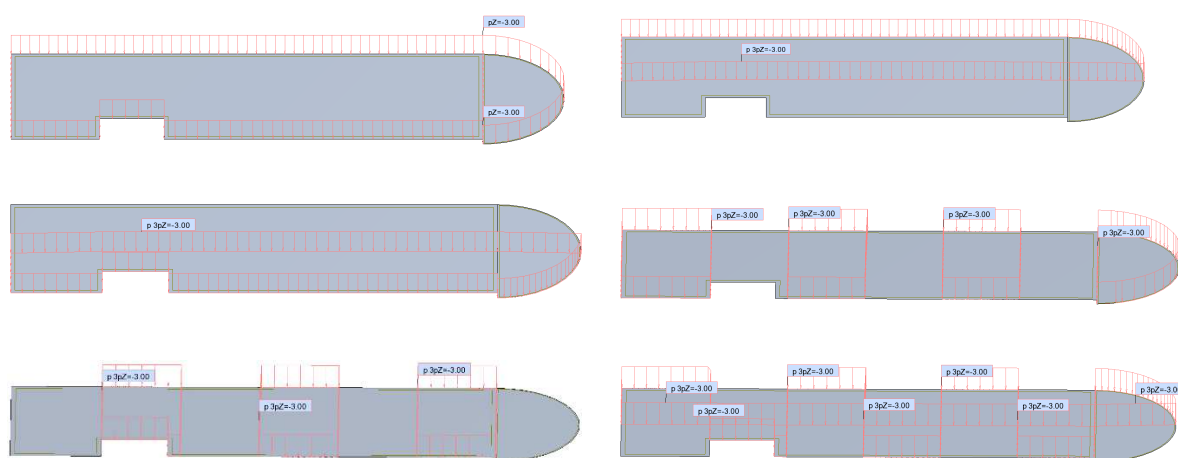


Figura 83 – Armadura de punçoamento adotada

6.3.2 Laje do Piso

Nesta laje os esforços foram obtidos tendo em consideração a alternância de sobrecargas dada a sua natureza como abaixo se evidencia:



6.3.2.1.1 Deformações

Para a presente laje, o vão condicionante são 5.3m, assim a flecha máxima admissível ($L/250$) para as combinações quase-permanentes são 21mm.

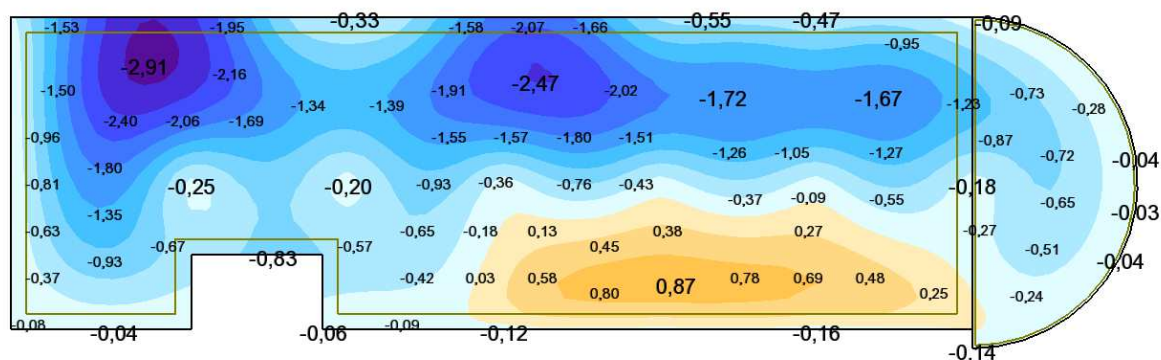
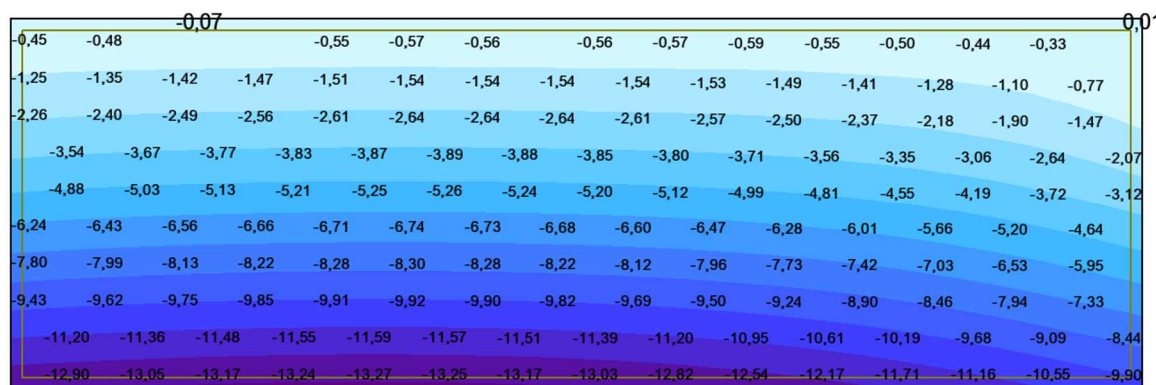


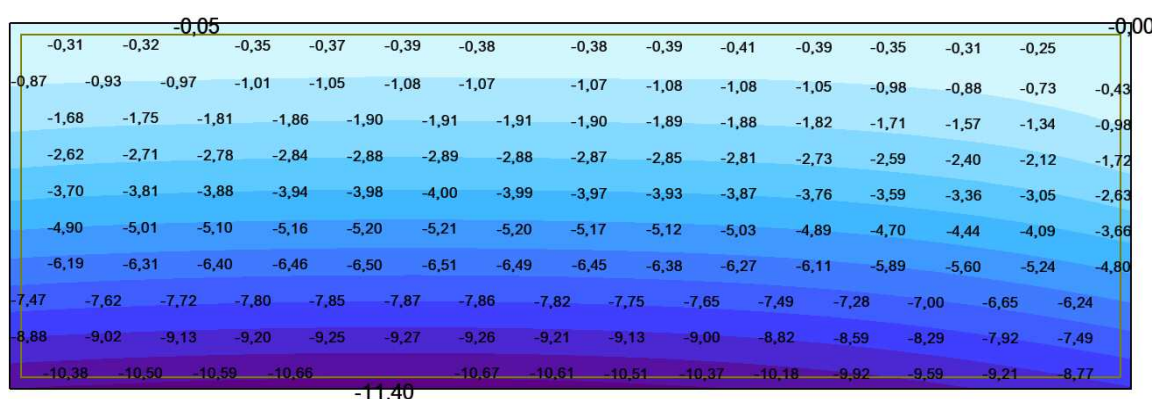
Figura 84 - Deformação da Laje do piso (mm)

Pela análise do mapa de deformações, Figura 84, verifica-se que a maior flecha elástica são $2.91 - 0.04 = 2.87$ mm, portanto a relação para a flecha máxima admissível será de 7, $(21/2.87)$, como por experiência se assume que a flecha para $t = t_{inf}$, será próxima de uma relação de 4, portanto teríamos para $t = t_{inf}$ uma flecha de 11.5 mm, bastante inferior ao valor admissível.

Relativamente à laje em consola, Figura 85, verifica-se ter como flecha elástica, 13.27mm, seguindo o acima exposto ter-se-ia por efeitos diferidos uma flecha próxima dos 53mm, acima do valor regulamentarmente exigido, $(2 \times 4800/250 = 38.4\text{mm})$. Assim prescreve-se no projeto de execução a necessidade de executar uma contra-flecha de 35 mm. A flecha após esta deformação inicial imposta seria de 18mm $(53-35)$. Por outro lado, optando por um muro de cave mais rígido com 30cm de espessura, o valor da flecha elástica seria de 11.4mm, o que refletiria numa flecha a tempo infinito, após correção, de 10.6mm.



a)



b)

Figura 85 - Deformação da Laje exterior em consola (mm), a) laje suportada por muros de 20 cm; b) laje suportada por muros de 30 cm;

A escolha, recai em muros de fundação com 30 cm

6.3.2.2 Verificação para estados limite últimos

6.3.2.2.1 Flexão

Primeiro far-se-á a análise da laje de piso interior e posteriormente a laje exterior em consola.

Armadura na direção principal, verificação dos momentos na direção YY, MYY

Na Figura 86, apresentam-se os momentos na direção principal.

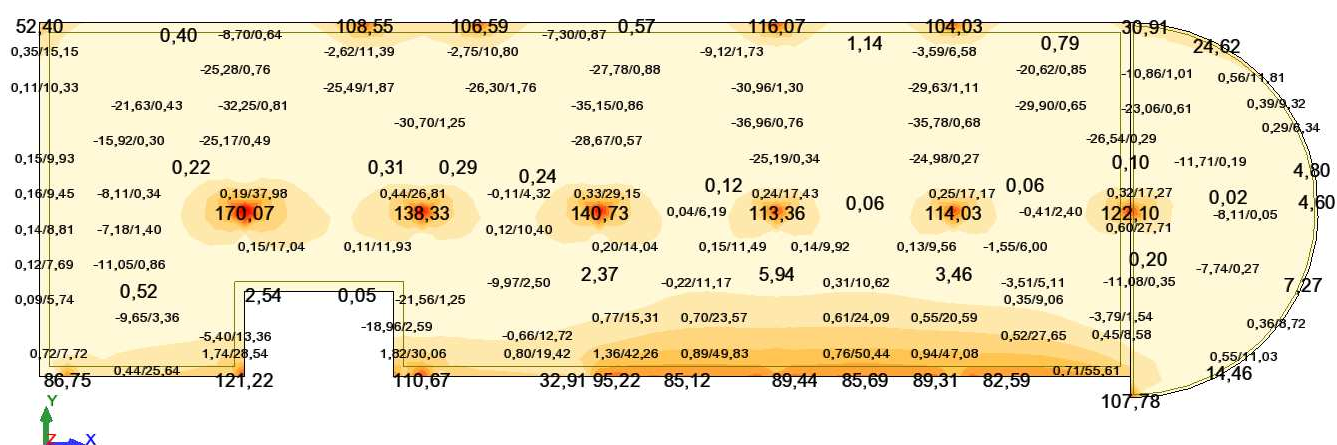


Figura 86 - Momentos MYY na laje do piso

Armadura Superior

Seguindo a metodologia anteriormente utilizada, obtém-se o momento médio sobre o apoio mais esforçado:

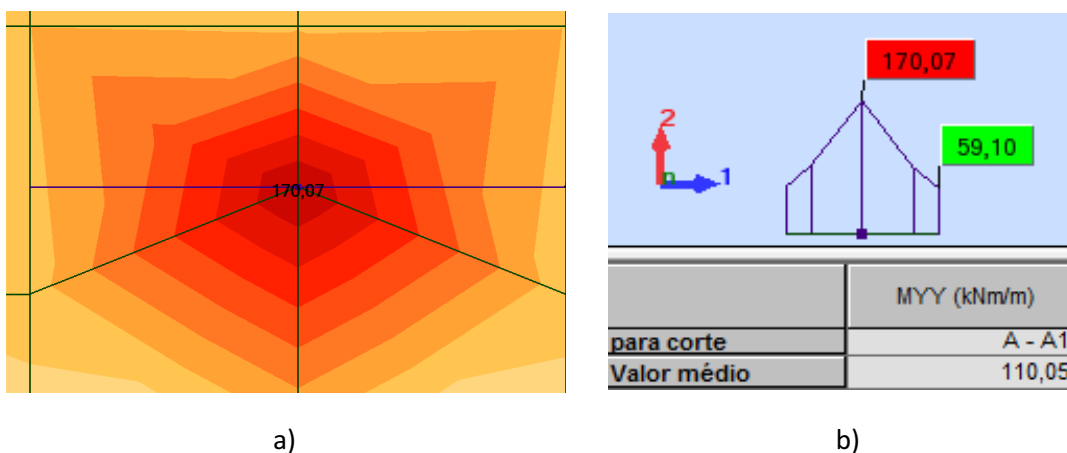


Figura 87 – a) Corte sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado

Devido ao fato da relação entre vãos adjacentes neste apoio estar ente 0.5 e 2 e não estarmos perante uma solução pré-esforçada (EC2-5.3.2.2), efetuou-se uma redistribuição de momentos.

Para se evitar cálculos por vezes morosos, com a experiencia adquirida, um modo pratico muitas vezes realizado, prende-se em não minorar os momentos negativos, e majorar os positivos em 30%, assumindo-se serem estes 30% suficientes para ter em conta efeitos de alternância de sobrecargas, qdo não considerado, e efeitos de redistribuição. Neste caso ir-se-á seguir o prescrito no EC2, admitiu-se uma correção do momento máximo negativo de 85%, $\delta=0.85$.

$$M_{Ed}^- = 110.05 \text{ kNm/m} \rightarrow M_{Ed \text{ Red}}^- = 110.05 \times 0.85 = 93.7 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = 0.11 \rightarrow \omega = 0.11 \rightarrow A_s^- = 11.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min}^- = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.21 = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 1 \times 0.21 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Verificar se $\delta \geq \delta_{\min}$:

$$\delta_{\min} = 0.44 + 1.25 \times \alpha \leftrightarrow 0.44 + 1.25 \times 0.031 \leftrightarrow \delta_{\min} = 0.48$$

$$0.85 \geq 0.48, \text{ OK!}$$

Nesta laje adotar-se-á uma armadura base, na generalidade da laje, de $\Phi 10@15$ ($5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$) com um reforço de $\Phi 16@30$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$) sobre os apoios, somando uma total de $11.94 \text{ cm}^2/\text{m}$ sobre estes.

Armadura Inferior

Seguindo a redistribuição de esforços tem-se:

$$\Delta M_{Ed}^- = 110.05 - 93.7 = 16.35 \text{ kNm}$$

Agrava-se o maior momento inferior de 16.35:

$$M_{\text{Edistr}}^+ = 36.96 + 16.35 = 53.31 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = 0.06 \rightarrow \omega = 0.06 \rightarrow A_s^- = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 12@15 (7.54 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Armadura na direção transversal, verificação dos momentos na direção XX, MXX

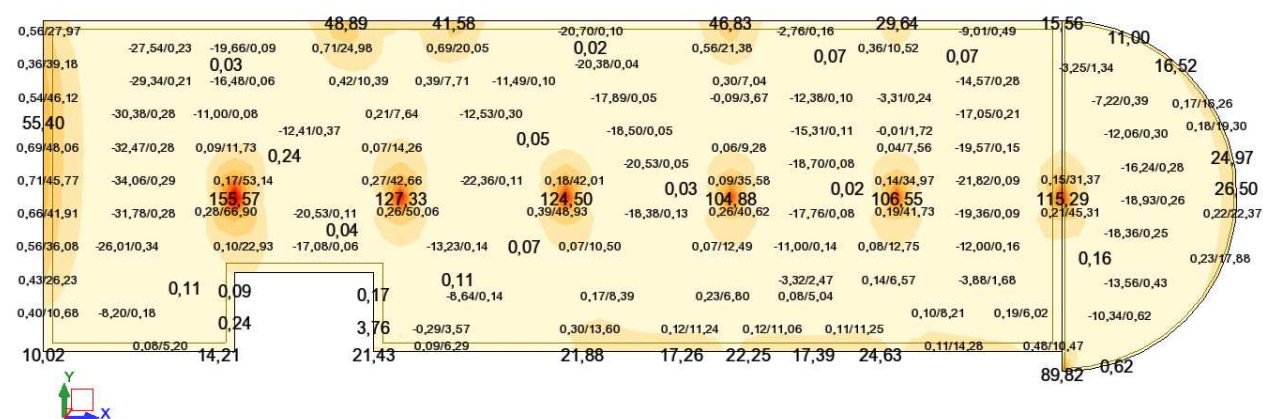


Figura 88 - Momentos MXX na laje do piso

Armadura Superior

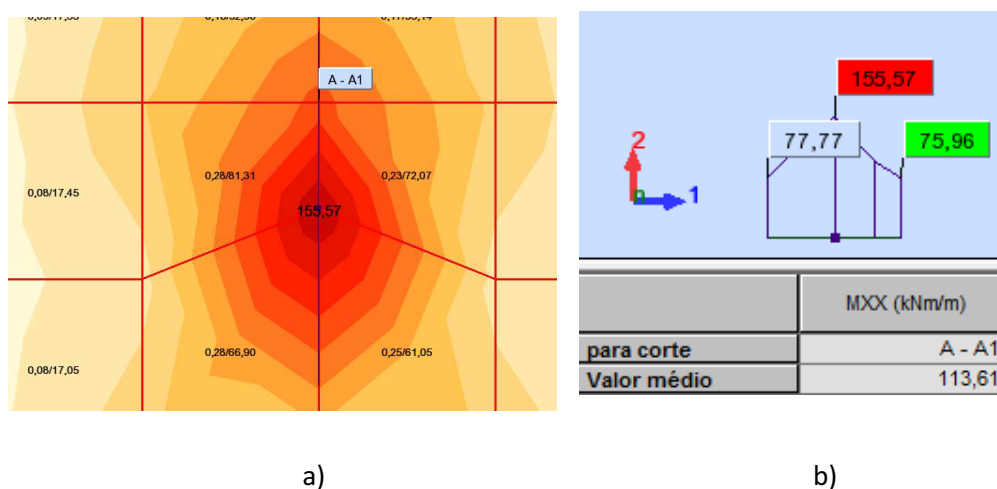


Figura 89 – a) Corte sobre o apoio mais solicitado; b) momento médio sobre o apoio mais solicitado

$$M_{Ed}^+ = 113.61 \text{ kNm/m} \rightarrow M_{Ed \text{ Red}}^- = 113.61 \times 0.85 = 96.6 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = 0.11 \rightarrow \omega = 0.11 \rightarrow A_s^- = 11.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}}^- = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.21 = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 1 \times 0.21 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Verificar se $\delta \geq \delta_{\min}$:

$$\delta_{\min} = 0.44 \times 1.25 \times \alpha \leftrightarrow 0.44 \times 1.25 \times 0.031 \leftrightarrow \delta_{\min} = 0.48$$

$$0.85 \geq 0.48, \text{ OK!}$$

Nesta direção adotar-se-á a armadura adotada na direção ortogonal, portanto armadura base, toda a laje, de $\Phi 10@15$ ($5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$) com um reforço de $\Phi 16@30$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$) sobre os apoios, somando uma total de $11.94 \text{ cm}^2/\text{m}$ sobre estes.

Armadura Inferior

Seguindo a redistribuição de esforços tem-se:

$$\Delta M_{Ed}^- = 113.61 - 96.60 = 17.01 \text{ kNm}$$

Agrava-se o maior momento inferior de 16.35:

$$M_{Ed \text{ distr}}^+ = 34.91 + 17.01 = 51.92 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = 0.06 \rightarrow \omega = 0.06 \rightarrow A_s^- = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 12@15 (7.54 \text{ cm}^2/\text{m})$$

No Quadro 49, apresenta-se resumo das armaduras adotadas na laje de piso.

Quadro 49 – Resumo das Armaduras de flexão na laje do Piso

Direção YY (MY)		Direção XX (MX)	
Superior	Φ10@15 (5.24cm²/m) + Φ16@30 (6.70cm²/m) (apoios)		
Inferior	Φ12@15 (7.54 cm²/m)	Inferior	Φ12@15 (7.54 cm²/m)

Relativamente à laje em consola tem-se o seguinte diagrama de momentos:



Figura 90 - Momentos MY na laje em consola

Neste caso optou-se por determinar o momento médio máximo através de um corte longitudinal ao longo da zona de apoio. Um método expedito que é aceitável neste caso, em que estamos numa situação isostática, seria calcular o momento por $PL^2/2$. No entanto optou-se pela informação provida pelo modelo.

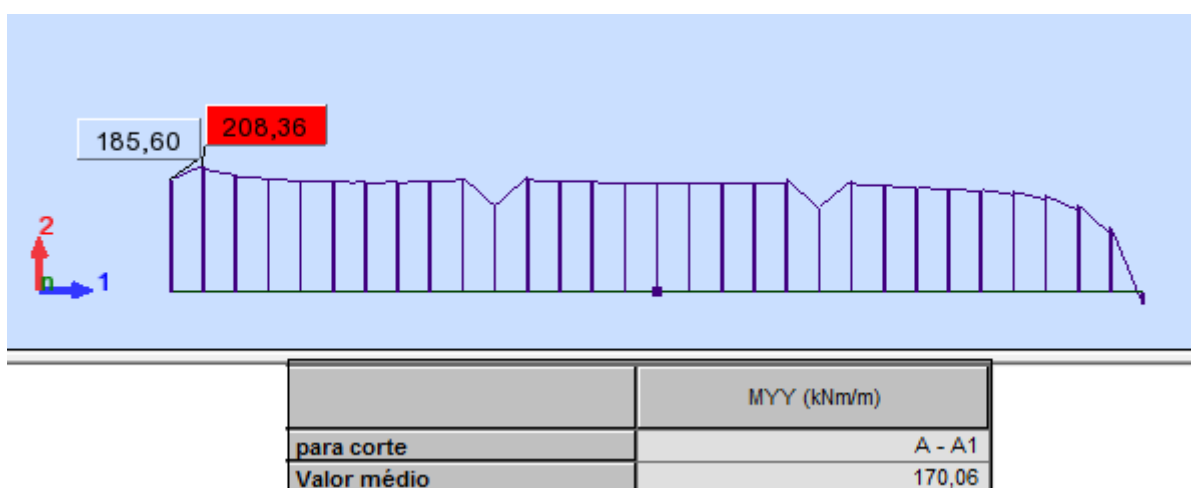


Figura 91 – Perfil longitudinal dos momentos ao longo da zona de apoio.

$$M_{Ed}^- = 170 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0.09 \rightarrow \omega = 0.095 \rightarrow A_s^- = 13.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow \Phi 16@15 (13.40 \text{ cm}^2) + \Phi 12@15 (7.54 \text{ cm}^2) (\text{Total} = 20.94 \text{ cm}^2)$$

Como visto anteriormente, é crítico, para o dimensionamento, o controlo de deformação da consola. Esta situação, é muito dependente da rotação da secção de encastramento, pelo que é importante diminuir a tensão das armaduras nesta secção, de modo a diminuir a fendilhação e a consequente amplificação da deformação na extremidade da consola. Tendo isto em linha de conta, optou-se por uma quantidade de armadura significativamente superior ao necessário para a verificação aos estados limites últimos.

6.3.2.2.2 Verificação ao Punçoamento

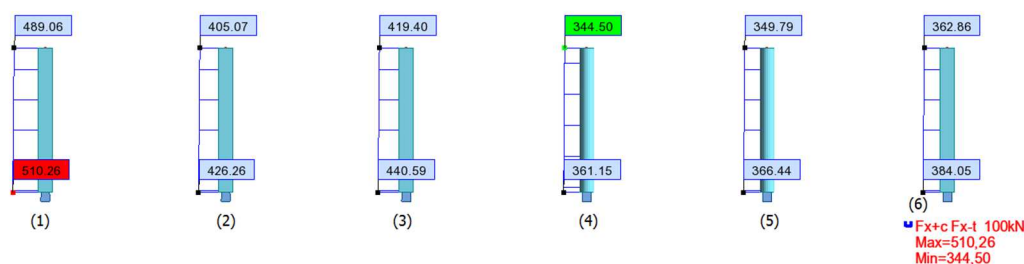


Figura 92- Esforço axial, nos pilares centrais do Piso

Verificar a primeira condição:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,máx}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,máx} \leftrightarrow \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_0 \times d} \leq 0,5 \times v \times f_{cd}$$

Nos quadros 50 e 51 apresentam-se o cálculo de β , para pilares interiores quadrados e circulares respetivamente.

Quadro 50 – Cálculo de β para pilares interiores quadrados

Pilar	Dimensões		d (m)	N (kN)	My (kNm)	bz (m)	Mz (kNm)	by (m)	β
	a (m)	b (m)							
1	0.4	0.4	0.21	489.06	8.74	1.24	25.4	1.24	1.08
2	0.4	0.4	0.21	405.07	2.1	1.24	14.58	1.24	1.05
3	0.4	0.4	0.21	419.4	1.82	1.24	35.47	1.24	1.12
6	0.4	0.4	0.21	362.86	4.86	1.24	13.77	1.24	1.06

Quadro 51 - Cálculo de β para pilares interiores circulares

Pilar	Dimensões		d (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	β
	D (m)						
4	0.4		0.21	344.5	1.68	26.4	1.20
5	0.4		0.21	349.79	1.39	22.74	1.14

No quadro 52 a apresenta-se os valores da tensão de punçoamento atuante, v_{Ed} em todos os pilares do piso.

Quadro 52 – Cálculo de v_{Ed}

Pilar	β	V_{Ed} (kN)	d (m)	u_0 (m)	v_{Ed} (kPa)
1	1.08	489.06	0.21	1.6	1572
2	1.05	405.07	0.21	1.6	1266
3	1.12	419.4	0.21	1.6	1398
4	1.2	344.5	0.21	1.26	1567
5	1.14	349.79	0.21	1.26	1511
6	1.06	362.86	0.21	1.6	1145

$$v_{Rd,m\acute{a}x} = 0.5 \times 0.528 \times 20 \times 10^3 = 5280 \text{ kPa} \geq v_{Ed}, \text{ OK!}$$

Para todos os pilares está verificada a primeira a condição.

Para o pilar mais solicitado realiza-se a verificação da segunda condição, $v_{Rd,c}$:

$$v_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

com:

$$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,cmin}$$

$$\rho_{ly} = \frac{(5.24 + 6.70 + 7.54) \times 10^{-4}}{1 \times 0.21} = 0.00928$$

$$\rho_{lx} = \frac{(5.24 + 6.70 + 7.54) \times 10^{-4}}{1 \times 0.21} = 0.00928$$

$$\rho_l = \sqrt{0.00928 \times 0.00928} = 0.00928 \leq 0.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,c} = 0.12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{210}} \right) \times (100 \times 0.00928 \times 30)^{\frac{1}{3}} = 0.72 \text{ MPa} \\ v_{Rd,cmin} = 0.035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{210}} \right)^{3/2} \times 30^{1/2} = 0.38 \text{ MPa} \\ v_{Rd,c} = 0.72 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$v_{Rd,c} = 720 \text{ kPa} \geq 593.35 \text{ kPa, OK!!}$$

Verifica o punçoamento no perímetro de controlo, logo não necessita de armadura de punçoamento.

No entanto no projeto, por medida de precaução achou-se por bem providir a laje de armadura de punçoamento como abaixo se evidencia.

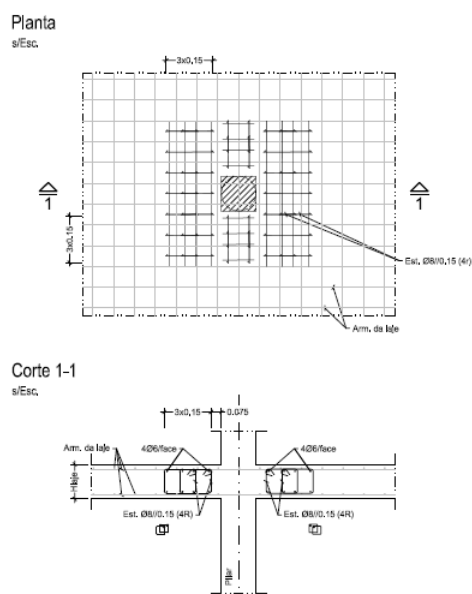


Figura 93 - Armadura de punçoamento

6.4 VIGAS

6.4.1 Viga V1-0

6.4.1.1 Flexão

Abaixo apresenta-se o diagrama de momentos da viga em análise

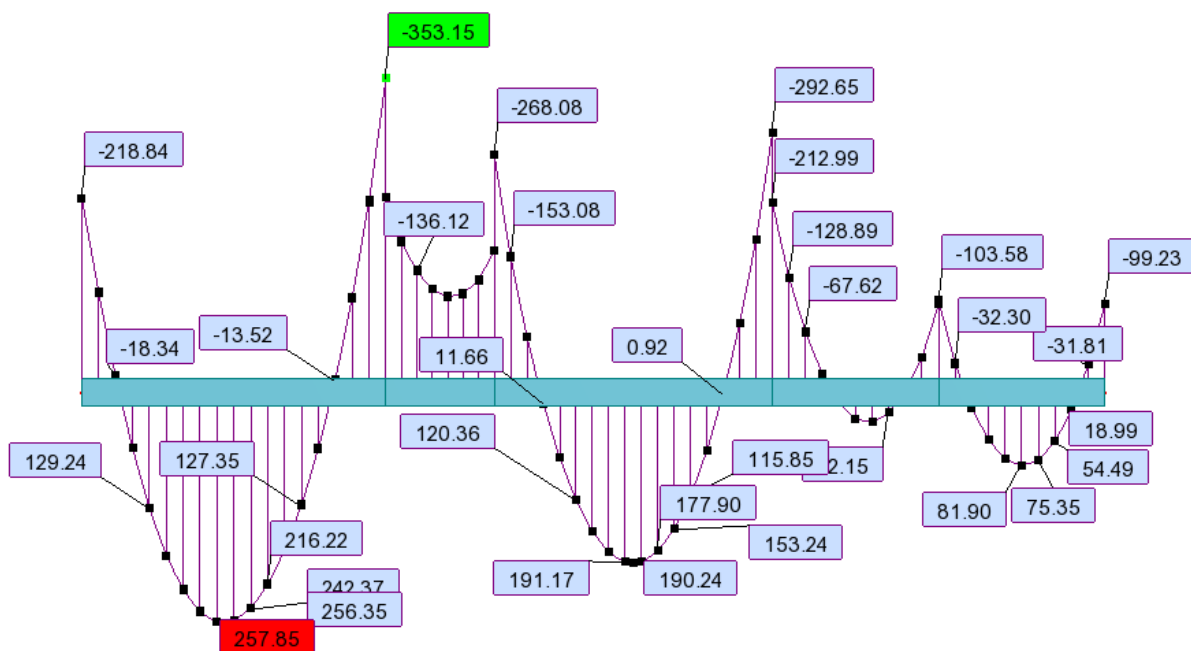


Figura 94 - Momentos fletores na viga V1-0

De modo a corrigir os picos sobre os apoios recorre-se ao proposto pelo EC2:

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} \times t}{8}$$

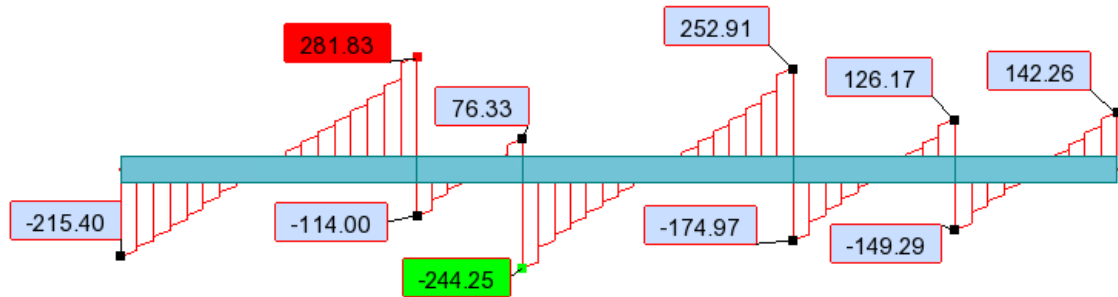


Figura 95 – Diagrama de esforço transverso na viga V1-0

No Quadro 53, apresenta-se o valor dos momentos sobre os apoios após correção.

Quadro 53 – Correção dos momentos sobre os apoios

Apoio	M_{Ed} (kNm)	F_{Ed} (kN)	t (m)	ΔM_{Ed} (kNm)	$M_{Ed\ corr}$ (kNm)
1	218.84	215.4	0.5	13.46	205.38
2	353.15	395.83	0.5	24.74	328.41
3	268.08	320.58	0.5	20.04	248.04
4	292.65	427.88	0.5	26.74	265.91
5	113.58	275.46	0.5	17.22	96.36
6	99.23	142.26	0.5	8.89	90.34

Neste caso far-se-á também uma análise elástica com redistribuição de esforços. Nesta reduzir-se-á os momentos negativos dos apoios intermédios seguindo o ponto 5.5 (4) do EC2 e aumentar-se-á os momentos positivos dos vãos adjacentes. Assume-se um coeficiente de redistribuição $\delta = 0.85$, obtendo-se novos momentos superiores (negativos) de cálculo após redistribuição, ver Quadro 54

Quadro 54 - Momentos negativos após redistribuição

Apoio	$M_{Ed}^- \text{ corr (kNm)}$	$\Delta M_{Ed} \text{ (kNm)}$	$M_{Ed}^- \text{ redistrib (kNm)}$
1	205.38	0	205.38
2	328.41	32.841	279.15
3	248.04	24.80	210.83
4	265.91	26.59	226.02
5	96.36	8.64	73.41
6	90.34	0	90.34

Aumentando os momentos positivos obtêm-se novos momentos de cálculo, ver Quadro 55.

Quadro 55 - Momentos positivos após redistribuição

Vão	$M_{Ed}^+ \text{ (kNm)}$	$M_{Ed}^+ \text{ redistrib (kNm)}$
1	257.85	282.48
2	136.12	179.36
3	191.17	229.72
4	12.15	38.60
5	81.9	88.40

Na realidade após distribuição verifica-se uma proximidade entre esforços máximos e mínimos positivos e negativos. Na escolha de armadura, tem-se em consideração princípios económicos e de facilidade construtiva, evitando emendas e sabendo que os varões são de 12 m seguindo estes princípios e a metodologia de cálculo prevista no EC2 acima descrita opta-se por:

Armadura Superior

Armadura Corrida: $3\Phi 16 \text{ (} 6.03\text{cm}^2 \text{)} \rightarrow \mu = 0.04 \rightarrow M_{Rd} = 185 \text{ kNm}$

Reforço nos apoios : $2\Phi 16 \text{ (} 4.02\text{cm}^2 \text{)} \rightarrow \mu_{\text{total apoio}} = 0.09 \rightarrow M_{Rd\text{total apoio}} = 310 \text{ kNm}$

$$A_{s_{\min}} = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.3 \times 0.76 = 3.4 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 0.3 \times 0.76 = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Verificar se $\delta \geq \delta_{\min}$:

$$\delta_{\min} = 0.44 + 1.25 \times \alpha \leftrightarrow 0.44 + 1.25 \times 0.128 \leftrightarrow \delta_{\min} = 0.60$$

$$0.85 \geq 0.60, \text{OK!}$$

Armadura Inferior:

Armadura Corrida: $4\Phi 20$ (12.57 cm^2) $\rightarrow \mu = 0.11 \rightarrow M_{Rd} = 370 \text{ kNm}$

Na realidade a armadura utilizada em projeto, foi sensivelmente superior, dado que a metodologia utilizada pressupôs o aumento em 30% dos momentos positivos, sem redução dos negativos nem correção dos picos sobre os apoios. Em projeto utilizaram-se $4\Phi 16 + 2\Phi 20$, reforço, como armadura superior e armadura inferior.

6.4.1.2 Esforço transversal

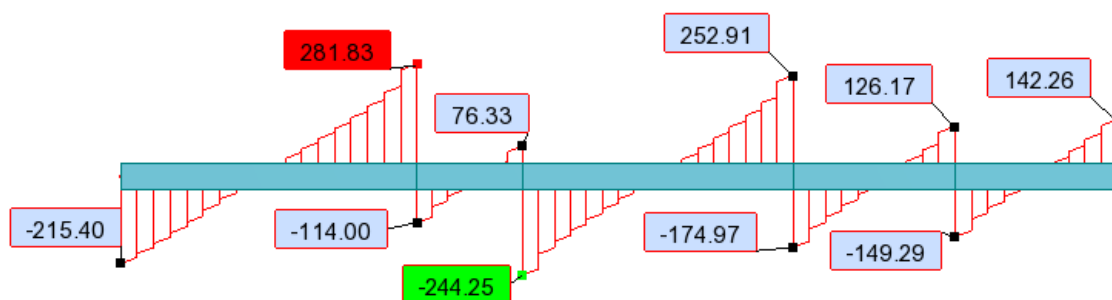


Figura 96 - Diagrama de esforço transversal na viga V1-0

Verificar a necessidade de reforço, irá considerar-se como armaduras longitudinais as armaduras adotadas em projeto:

$$\left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,c} = 0.12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{760}} \right) \times \left(100 \times \left(\frac{14.32 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.76} \right) \times 30 \right)^{\frac{1}{3}} \times 760 \times 0.3 = 110.2 \text{ kN/m} \\ v_{Rd,cmin} = 0.035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{760}} \right)^{3/2} \times 30^{1/2} \times 760 \times 0.3 = 81.34 \text{ kN/m} \\ V_{Rd,c} = 110.2 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

O valor do esforço transversal mais desfavorável são 281 kN.

Verificação de $v_{Rd,m\acute{a}x}$:

$$Z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.76 = 0.684 \text{ m}$$

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.528$$

Sem pré – esforço $\rightarrow \alpha_w = 1$,

Assumindo estribos verticais $\rightarrow \cot\theta = 2.5$

$$V_{Rd \text{ máx}} = 1 \times 0.3 \times 0.684 \times 0.528 \times 20 \times 10^3 \times \frac{1}{2.5 + \frac{1}{2.5}} = 747 \text{ kN/m} > 281, \text{ OK!}$$

Verificar a armadura mínima e espaçamentos admissíveis:

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \times \sqrt{30}}{500} = 0.00088 = 0.088\%$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S} \right)_{min} = \rho_{w,min} \times b_w \times \text{sen}\alpha = 8.8 \times 10^{-4} \times 0.3 \times 1 = 2.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{l,m\acute{a}x} = 0.75 \times d \times (1 + \cot\alpha) = 0.75 \times 0.76 \times (1 + 0) = 0.57 \text{ m}$$

$$S_{t,m\acute{a}x} = \begin{cases} = 0.75 \times d = 0.75 \times 0.76 = 0.57\text{m} \\ 0.6\text{m} \end{cases}$$

Determinação da armadura nas zonas mais esforçadas, junto aos apoios:

$$281 = \frac{A_{sw}}{S} \times 0.684 \times 435 \times 10^3 \times 2.50 \leftrightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 3.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução de armadura em projeto nas zonas mais esforçadas:

$$\Phi 8@15 \text{ (2 ramos)} \text{ } 6.7 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow V_{Rd} = 395 \text{ kN}$$

Em termos de disposições construtivas, em projeto por norma, em termos de armadura para esforço transversal, opta-se por armadura de diâmetro igual ou superior a 8 mm, adotando-se a armadura máxima num comprimento mínimo de 1,5 m adjacente aos apoios e no restante comprimento a mesma armadura, mas com um espaçamento próximo do dobro do espaçamento junto aos apoios, ver Figura 97.

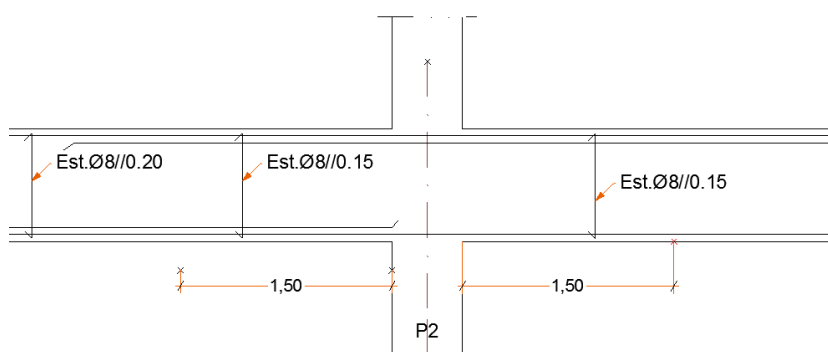


Figura 97 - Exemplo da solução adotada

Nas zonas menos esforçadas, meio-vão, opta-se por armaduras:

$$\Phi 8@20 \text{ (2 ramos)} \ 5.02 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow V_{Rd} = 340 \text{ kN}$$

6.4.1.3 Deformação

Na Figura 98, apresenta-se a curva de deformações elásticas da viga. Sabendo que o limite regulamentar é $l/250$, para a respetiva viga com maior vãos de 9.15 m, tem-se como limite 36.6 mm. Verifica-se ser este limite respeitado.

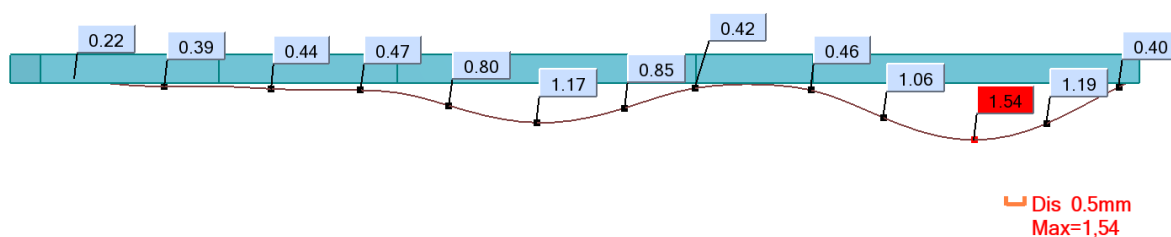


Figura 98 - Perfil das deformações da viga V1-0 para a combinação q. permanente

6.4.2 Viga V1-C

6.4.2.1 Flexão

Devido à proposta do projeto de arquitetura na laje da cobertura os pilares situam-se no interior da laje. Portanto esta viga localizada no bordo não funcionaria como viga, mas apenas como um elemento de bordadura para controlar as deformações ao longo da laje. Tal como referido em 2.2, no projeto estrutural foi de interesse solidarizar a viga aos pilares, havendo uma passagem de cargas da viga para os pilares. A fim de materializar este funcionamento Viga-pilar, teve-se cuidado de materializar no modelo estas consolas curtas, ver Figura 99.

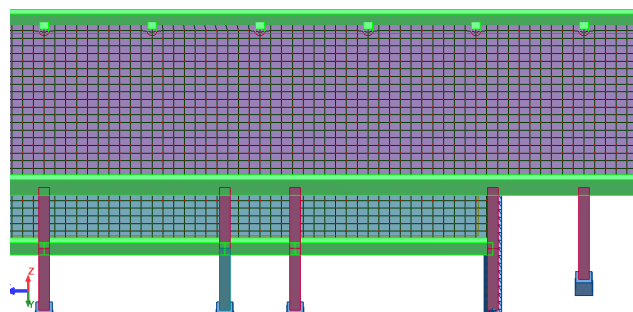


Figura 99 - Modelação de consolas curtas e ligação viga-pilar

Na Figura 100 apresenta-se o diagrama de momentos fletores da viga V1-C, da cobertura. Pela análise do diagrama de momentos fletores, verifica-se este funcionamento de ligação viga-pilar materializado pelas consolas curtas.

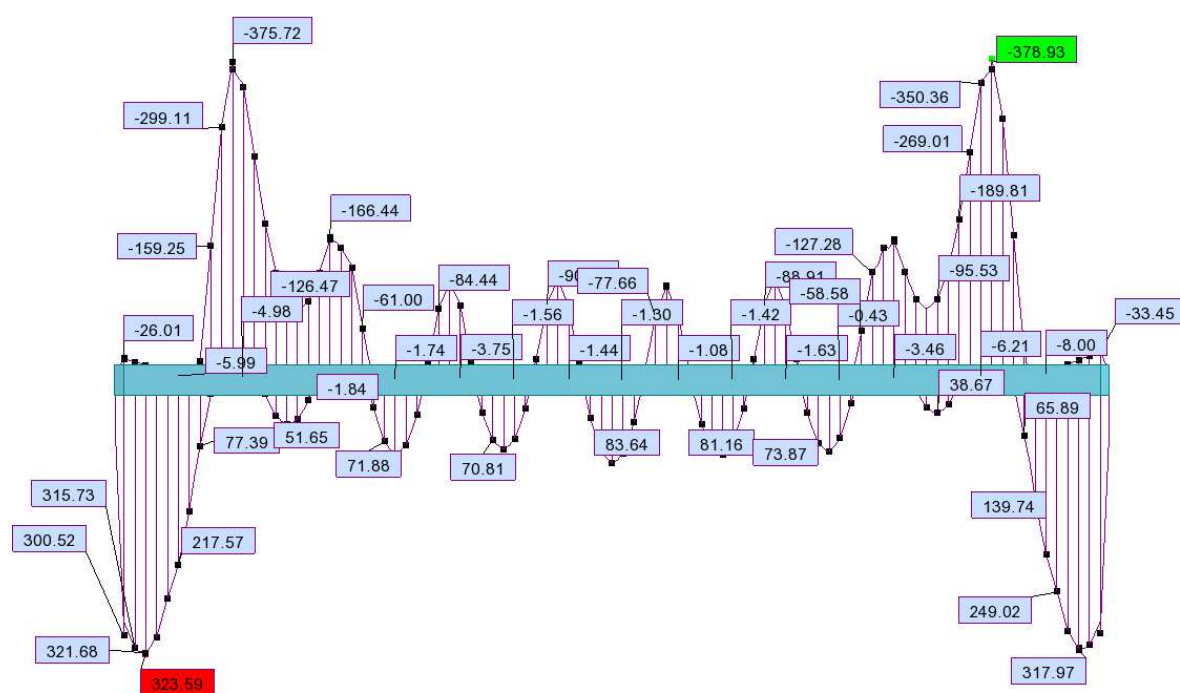


Figura 100 - Momentos fletores na viga V1-C

$$A_{s_{\min}} = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.3 \times 1.40 = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 0.3 \times 1.40 = 5.5 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Armadura Superior:

Armadura Corrida: $4\Phi 20$ (12.57cm^2) $\rightarrow \mu = 0.07 \rightarrow M_{Rd} = 800 \text{ kNm}$

Armadura Inferior:

Armadura Corrida: $4\Phi 20$ (12.57 cm^2) $\rightarrow \mu = 0.07 \rightarrow M_{Rd} = 800 \text{ kNm}$

Nesta viga, dada a sua altura de 1.44m, para controlo da fendilhação na face lateral, optou-se por dispôr uma armadura longitudinal ao longo das faces laterais. Para a determinação das armaduras de face, socorreu-se do critério preconizado pelo, EC2 ponto 9.7, para o caso das armaduras de vigas-parede, que refere ser aconselhada uma armadura no valor de 0.1 % de A_c . Assim tem-se :

$$A_{s,dbmin} = 0.001 \times 1.44 \times 0.3 = 4.32 \text{ cm}^2/\text{face}$$

$$A_{s,db} = 10@15 (5.24\text{cm}^2/\text{face})$$

6.4.2.2 Esforço Transverso

Apresenta-se o diagrama de esforço transverso viga V1-C, da cobertura na Figura 101.

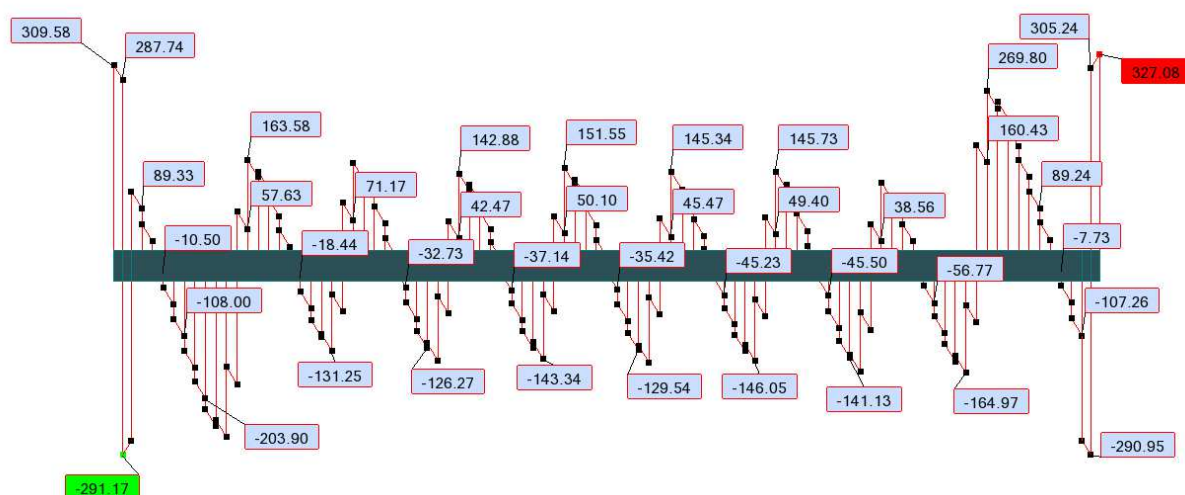


Figura 101 – Esforço transverso na viga V1-C

Neste viga verifica-se um esforço transversal elevado junto aos apoios extremos, devido ao fato de no modelo a viga intercalar as paredes rígidas verticais até ao segundo elemento finito, ou seja, promove-se um comprimento de entrega para que o elemento “Shell”, que não grau de liberdade de rotação, no plano, consiga equilibrar o momento através de um binário que se forma através de dois graus de liberdade de translação, formando deste modo uma ligação de elevada rigidez, Figura 102

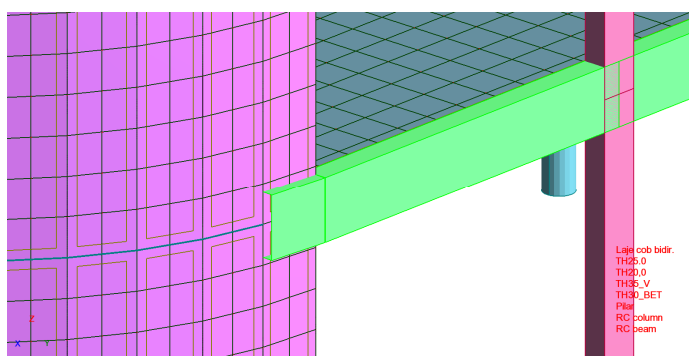


Figura 102 - Ligação viga parede

Cálculo da armadura:

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \times \sin\alpha = 8.8 \times 10^{-4} \times 0.3 \times 1 = 2.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Neste caso optou-se por uma armadura de esforço transversal constante ao longo do elemento.

$$\Phi 8@15 \text{ (2 ramos)} \text{ } 6.70 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow V_{Rd} = 720 \text{ kN}$$

6.4.2.3 Deformação

Abaixo apresenta-se a curva de deformações da viga. Sabendo que o limite regulamentar é $l/250$, para a respetiva viga com maior vãos de 5m, tem-se como limite 20 mm. Verifica-se ser este limite respeitado.

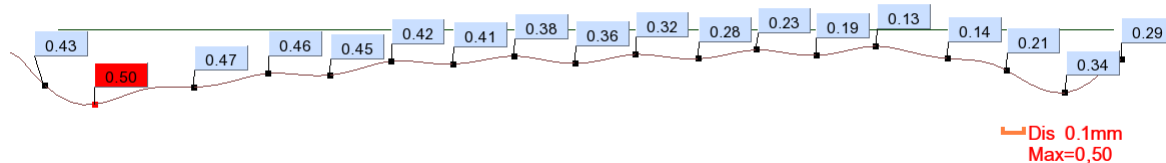


Figura 103 - Perfil das deformações da viga para a combinação q. permanente

6.4.3 Viga V2-C

6.4.3.1 Flexão

Na Figura 104 apresenta-se o diagrama de momentos fletores da viga V2-C, da cobertura.

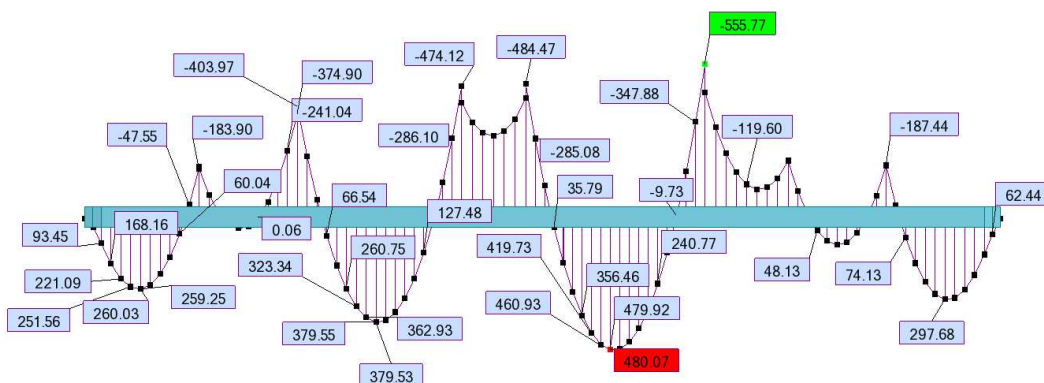


Figura 104 - Momentos fletores na viga V2-C

$$A_{s_{\min}} = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.3 \times 1.01 = 4.6 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 0.3 \times 1.01 = 3.9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Armadura Superior:

Armadura Corrida: $4\Phi 16$ (8.04cm^2) $\rightarrow \mu = 0.05 \rightarrow M_{Rd} = 335 \text{ kNm}$

Reforço nos apoios : $2\Phi 20$ (6.28cm^2) $\rightarrow \mu_{\text{totalapoio}} = 0.09 \rightarrow M_{Rd\text{total apoio}} = 580 \text{ kNm}$

Armadura Inferior:

Armadura Corrida: $4\Phi 20$ (12.57cm^2) $\rightarrow \mu = 0.08 \rightarrow M_{Rd} = 515 \text{ kNm}$

Reforço a meio – vão : $2\Phi 20$ (6.28cm^2) $\rightarrow \mu_{\text{totalapoio}} = 0.12 \rightarrow M_{Rd\text{total meio-vão}} = 750 \text{ kNm}$

6.4.3.2 Esforço Transverso

Apresenta-se na Figura 105, o diagrama de esforço transverso viga V2-C.

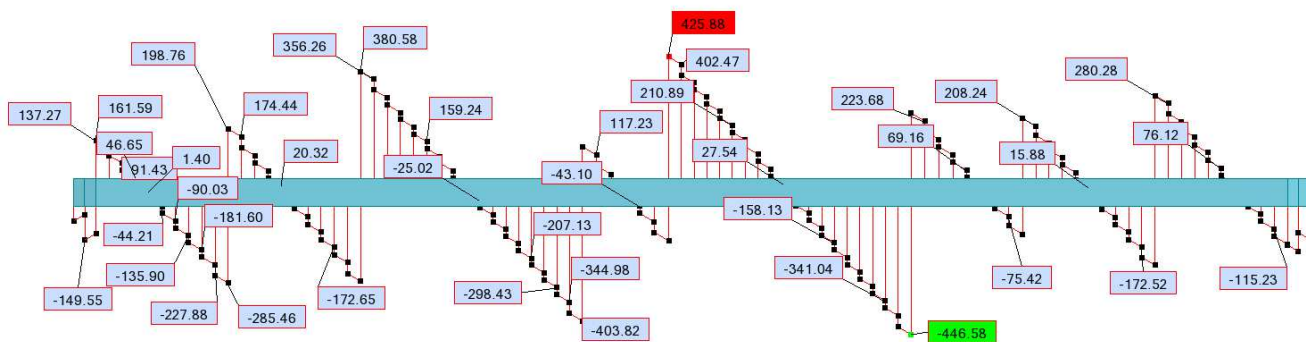


Figura 105 – Esforço transverso na viga V2-C

Cálculo da armadura:

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \times \text{sen}\alpha = 8.8 \times 10^{-4} \times 0.3 \times 1 = 2.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução de armadura em projeto nas zonas mais esforçadas:

$$\Phi 8@15 \text{ (2 ramos)} \ 6.7 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow V_{Rd} = 520 \text{ kN}$$

Nas zonas menos esforçadas, meio-vão, opta-se por armaduras:

$$\Phi 8@20 \text{ (2 ramos)} \ 5.02 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow V_{Rd} = 455 \text{ kN}$$

6.4.3.3 Deformação

Analisando a curva de deformações da viga, Figura 106 e sabendo que o limite regulamentar é $l/250$, para a respetiva viga com maior vãos de 9.15 m, tem-se como limite 36 mm. Verifica-se ser este limite respeitado.

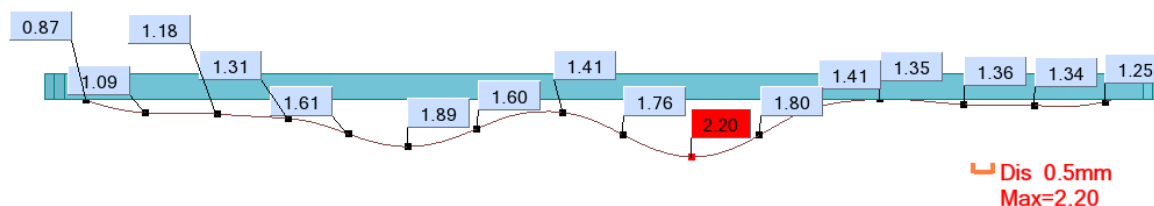


Figura 106 - Perfil das deformações da viga V2-C para a combinação q. permanente.

6.5 PILARES

O cálculo de pilares foi efetuado tendo em consideração aspetos regulamentares nomeadamente a verificação aos fenómenos de encurvadura, para ter em consideração os efeitos de encurvadura seguiu-se o exposto no EC2. Teve-se também em consideração o fato de como ter em conta estes efeitos, nomeadamente a seção crítica que caso de uma estrutura de nós fixos este efeito deve ser considerado sensivelmente a meia altura do pilar, pois é esta a zona onde se faz sentir este fenómeno. Caso este fenómeno fosse tido em conta nas seções extremas, a análise não seria realista e demasiadamente conservativa. No caso de estruturas de nós móveis, ou no caso de elementos não contraventados, esta seção crítica seria nas seções extremas.

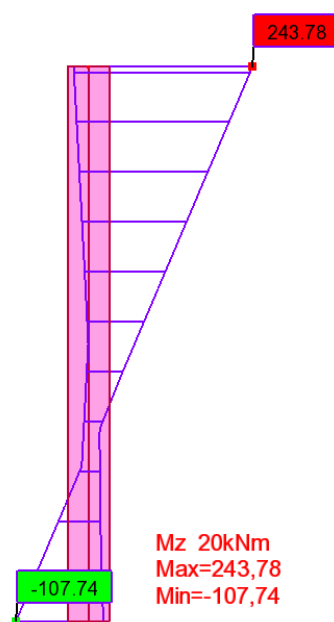


Figura 107 - Perfil tipo de momentos em pilares

Assim procede-se a análise e assim verificar se se trata de uma estrutura de nós fixos ou nós móveis. Numa análise simplista, verifica-se que a estrutura sendo composta por elementos verticais de elevada rigidez, presume-se ser de nós fixos, no entanto procede-se a esta verificação.

Ainda sobre estes aspetos efeitos de primeira e segunda ordem o EC2 refere o seguinte relativamente a elementos na presença de esforço normal:

“Elementos isolados: elementos *efectivamente* isolados, ou elementos que, para efeitos de cálculo, poderão ser tratados como estando isolados na estrutura”. Para estes dependendo das condições fronteira/modos de encurvadura, define-se o respetivo comprimento efetivo.

“Efeitos de primeira ordem: efeitos das ações calculados excluindo o efeito das deformações da estrutura, mas incluindo as imperfeições geométricas.”

“Efeitos de segunda ordem: efeitos adicionais das ações resultantes das deformações da estrutura.”

Assim deve-se ter em consideração sempre as imperfeições geométricas, relativamente a estas o EC2 refere que “As imperfeições devem ser tidas em conta nos estados limites últimos, tanto nas situações de projeto persistentes como nas acidentais, mas não têm de ser consideradas nos estados limite de utilização”.

Dentro das imperfeições geométricas o EC2, distingue dois tipos:

- Imperfeições geométricas das secções transversais e,
- Imperfeições geométricas da estrutura e de desvios na posição das cargas.

Quanto ao primeiro, o EC2 refere que estas imperfeições” são normalmente consideradas nos coeficientes de segurança dos materiais. Não deverão ser incluídas na análise estrutural. Uma excentricidade mínima para o cálculo de secções transversais é indicada em 6.1 (4) ”

No Ponto 6.1.4 prescreve que “Para secções com armaduras simétricas sujeitas a um esforço de compressão, é necessário considerar uma excentricidade mínima $e_0 = h/30$, mas não inferior a 20 mm, em que h é a altura da secção”

Quanto à segunda, pode ser efetuada globalmente ou para elementos isolados. Para a análise de elementos isolados o EC2 em 5.2 (7) o efeito das imperfeições pode ser considerado de duas formas, sendo uma delas:

a) Como uma excentricidade, e_i obtida pela equação (6.8).

$$e_i = \theta_i \times \frac{l_0}{2} \quad (6.8)$$

em que:

l_0 - Comprimento efetivo

Para paredes e pilares isolados em estruturas contraventadas, $e_i = l_0/400$ poderá ser sempre utilizado como simplificação, correspondente a $\alpha_h = 1$.

Verificação dos efeitos globais de segunda-ordem para estruturas

$$F_{v,Ed} \leq k_1 \times \frac{n_s}{n_s + 1.6} \times \frac{\sum E_c \times I_c}{L^2} \quad (6.9)$$

$$\text{Área da cobertura} = 477 + 43.93 \times 2 = 564.86 \sim 565 \text{ m}^2$$

$$\text{Área da Laje Piso} = 307.8 + 43.93 = 351.73 \sim 352 \text{ m}^2$$

$$\text{Área da Laje em Balanço} = 72 \text{ m}^2$$

$$\text{Área das Paredes da Cave} = 165.52 \text{ m}^2$$

$$F_{vd} = [1.35 \times 5.03 + 1.5 \times (0.6 + 6.30 + 0.30 + 1.00)] \times 565 + [1.35 \times (6.25 + 2.5 + 14.5 \times 31/352 + 1.5 \times 3) \times 352 + [1.35 \times 6.75 \times 72 + 1.5 \times (1 \times 72 + 3 \times 15 \times 3.78 + 5 \times 15 \times 1)] = 18266 \text{ kN}$$

Nota: Relativamente ao modelo, verifica-se uma diferença de peso próprio de 4106 kN (9634-5528), 5543kN, na combinação para ULS. Para o cálculo de $F_{v,Ed}$, esta diferença não é relevante, dado que a referida diferença deve-se essencialmente ao peso próprio dos muros em betão armado, ao nível da cave e topos do edifício, que não terá interferência na análise de efeitos globais de segunda ordem.

$$F_{v,Ed} \leq k_1 \times \frac{n_s}{n_s + 1.6} \times \frac{\sum E_c \times I_c}{L^2} \quad (6.10)$$

$k_1 = 0.31$ (Valor recomendado pelo anexo nacional)

$n_s = 2$ (conservativamente)

$l = 8 \text{ m}$

$E_{cd} = 33/1.2 = 27.5 \text{ GPa}$

$I_{cx} = 48.1241 \text{ m}^4$, Considerando apenas as paredes “curvas”.

$I_{cy} = 9.1217 \text{ m}^4$, Considerando apenas as paredes “curvas”.

Assim verifica-se para cada uma das direções principais esta condição:

Direção XX

$$18266 \leq 8621070.94 \text{ kN}, OK$$

Direção YY

$$18266 \leq 1634373.3 \text{ kN}, OK$$

Portanto, verifica-se que apenas tendo em consideração a rigidez das paredes curvas, elementos de grande rigidez, podem ser ignorados os efeitos globais de segunda ordem. Ou seja não se consideram os efeitos de segunda ordem, considerando-se apenas os efeitos relativos a imperfeições.

Devido ao fato de no dimensionamento de pilares ser necessário ter em consideração o cálculo para cada combinação de ações independente, devido á interação do esforço axial e de momentos fletores, referido anteriormente, esta foi realizada com auxílio de folhas de cálculo em Excel. Numa destas folhas, calculam-se os efeitos de encurvadura e devido a excentricidades acidentais/geométricas.

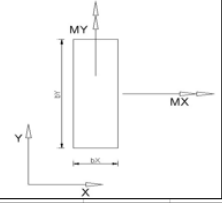
Dados Geométricos				<div>Limpar Resultados</div>									
$b_x =$	0,40	i_x (em torno de X)	0,1										
$b_y =$	0,40	i_y (em torno de Y)	0,1										
$L =$	4,0	λ_x	34,6										
$L_{ox} =$	4,0	λ_y	34,6										
$L_{oy} =$	4,0												
Betão		Aço											
$f_{ck} =$	30,0	$f_{yk} =$	500,0										
$f_{cd} =$	20,0	$f_{yd} =$	435,0										
φ (Coef. Fluência)	2,0												
				Excentricidades Acidentais e de 2ª Ordem							Esforços de cálculo		
				Encurvadura Em Torno X (dir. Y)			Encurvadura Em Torno Y (dir. X)						
				N_{ed}	$M_{ed,X/local}$	$M_{ed,Y/local}$	e_a	e_y	e_x	N_{ed}	$M_{ed,X/local}$	$M_{ed,Y/local}$	
Combinação 1	-401,0	-0,8	9,2	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-401,00	67,92	76,32	
Combinação 2	-406,2	-1,9	9,5	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-406,17	69,89	77,42	
Combinação 3	-288,2	-1,7	6,7	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-288,18	49,91	54,96	
Combinação 4	-283,0	-0,6	6,5	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-283,00	47,94	53,86	
Combinação 5	-370,5	-1,1	6,7	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-370,53	63,11	68,72	
Combinação 6	-370,6	-1,7	6,1	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-370,62	63,71	68,13	
Combinação 7	-214,7	-0,8	2,8	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-214,73	36,71	38,76	
Combinação 8	-214,8	-1,4	2,2	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-214,82	37,31	38,17	
Combinação 9	-371,0	-1,7	3,6	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-371,01	63,82	65,66	
Combinação 10	-370,3	-1,3	8,5	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-370,34	63,29	70,49	
Combinação 11	-215,2	-1,4	-0,3	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-215,21	37,42	36,32	
Combinação 12	-214,3	-0,7	5,4	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-214,34	36,60	41,24	
Combinação 13	-283,4	-1,1	5,0	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-283,41	48,52	52,45	
Combinação 14	-283,4	-1,0	5,0	0,1333	0,0340	0,1673	0,1333	0,0340	0,1673	-283,44	48,41	52,41	

Figura 108 - Aspeto do menu da folha de cálculo para ter em conta fenómenos de encurvadura e excentricidades acidentais.

Numa segunda folha de cálculo, denominada 2D design, entrando com os novos esforços, e armaduras, verifica-se a resistência da seção. Como primeira iteração tenta-se uma percentagem de armadura próxima dos 1% . Caso não verifique incrementa-se o valor desta.

2D DESIGN (Ultimate Limit State)

Define Cross Section Geometrical Properties

Concrete C30

Red. coef. (C) 0.85

Stress-strain relation $\sigma - \epsilon$
Parabola-Rectangle

Design of reinforcement
Check

No. of points 4

No. of rebars 8

#	x (m)	y (m)
1	0.000	0.000
2	0.400	0.000
3	0.400	0.400
4	0.000	0.400

#	x (m)	y (m)	ϕ (mm)	Ratio	f_{yk} (MPa)	γ_s	E_s (GPa)	h/h_f	s_{ud} (%)	$s_{0.0.0}$ (%)	α_s
1	0.200	0.050	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1
2	0.350	0.050	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1
3	0.350	0.200	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1
4	0.350	0.350	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1
5	0.200	0.350	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1
6	0.050	0.350	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1
7	0.050	0.200	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1
8	0.050	0.050	16	1.00	500	1.15	200	1	20	0	6.1

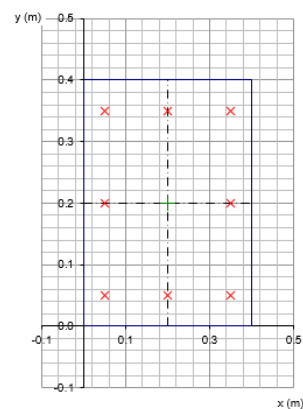


Figura 109 - Interface 2D Design, definição da seção e de armaduras

No output a folha de cálculo refere o “ratio”, um coeficiente de folga entre o M_{Ed} e o M_{Rd} .

Check of the reinforcement

Solve

Interaction Diagrams

Clear Loads

Check of Reinforcement

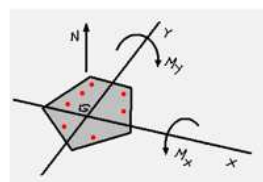
Uniaxial loading

Nz,Rd (C) (kN)	-3336.1
Nz,Rd (T) (kN)	699.3

Load type

N + Mx + My

Positive sign convention



Combination	Nzd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	ex (m)	ey (m)	α_{NA} (°)	b_{NA} (m)	Nz,Rd (kN)	Mx,Rd (kNm)	My,Rd (kNm)	Ratio	#
COMB1	-401.0 (C)	10.0	10.0	0.025	-0.025	135.0	0.32	-2692.1 (C)	67.1	67.1	14.9%	1
COMB2	-406.2 (C)	10.0	10.0	0.025	-0.025	135.0	0.33	-2700.3 (C)	66.5	66.5	15.0%	2
COMB3	-288.2 (C)	10.0	10.0	0.035	-0.035	135.0	0.26	-2444.8 (C)	84.8	84.8	11.8%	3
COMB4	-283.0 (C)	10.0	10.0	0.035	-0.035	135.0	0.26	-2428.3 (C)	85.8	85.8	11.7%	4
COMB5	-370.5 (C)	10.0	10.0	0.027	-0.027	135.0	0.31	-2639.2 (C)	71.2	71.2	14.0%	5
COMB6	-370.6 (C)	10.0	10.0	0.027	-0.027	135.0	0.31	-2639.4 (C)	71.2	71.2	14.0%	6
COMB7	-214.7 (C)	10.0	10.0	0.047	-0.047	135.0	0.20	-2147.6 (C)	100.0	100.0	10.0%	7
COMB8	-214.8 (C)	10.0	10.0	0.047	-0.047	135.0	0.20	-2148.1 (C)	100.0	100.0	10.0%	8
COMB9	-371.0 (C)	10.0	10.0	0.027	-0.027	135.0	0.31	-2640.1 (C)	71.2	71.2	14.1%	9
COMB10	-370.3 (C)	10.0	10.0	0.027	-0.027	135.0	0.31	-2638.9 (C)	71.3	71.3	14.0%	10
COMB11	-215.2 (C)	10.0	10.0	0.046	-0.046	135.0	0.20	-2150.1 (C)	99.9	99.9	10.0%	11

Figura 110 - Interface 2D Design, recolha de resultados

No Anexo B, apresenta-se os resultados do cálculo para a combinação de ações mais condicionante.

Seguindo todas estas considerações, e fazendo uma verificação à flexão composta com os instrumentos supracitados chegou-se às seções apresentadas na Figura 111.

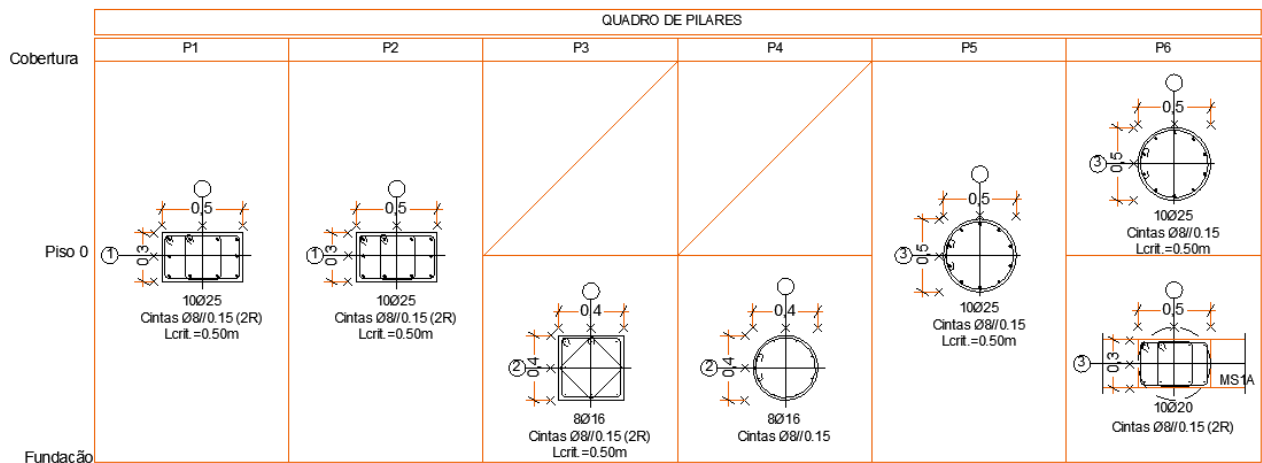


Figura 111 – Armaduras em pilares

6.6 PAREDES/MUROS

Neste caso mantendo coerência dimensional, devido ao fato de na verificação das deformações de laje em consola, verificar ser vantajosa a adoção de paredes com 30 cm de espessura. Assim optou-se por paredes no alçado poente com 30cm de espessura e junto ao alçado nascente com 25cm de espessura, na Figura 112 apresenta-se a localização em planta das paredes/muros.

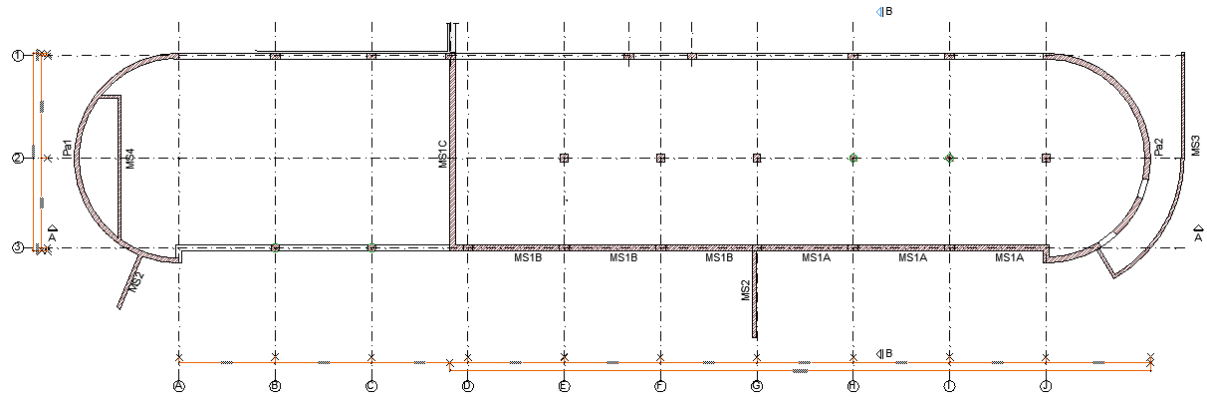


Figura 112 - Localização das paredes/muros

Os muros MS2 e MS3 não foram considerados no modelo, pois são pequenos muros, cuja ação não é relevante para a estrutura principal. Foram calculados com recurso a folhas de cálculo tendo em conta os impulsos de terras correspondentes, na Figura 113, apresentam-se os momentos fletores ao longo das paredes/muros.

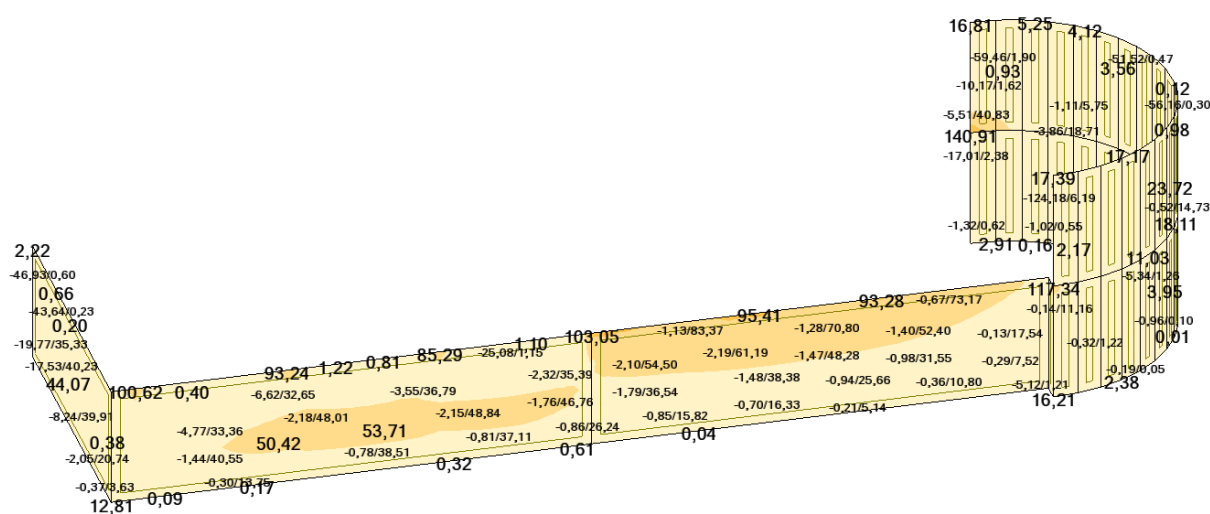


Figura 113 - Esquema de momentos ao longo do muro

Para efeitos de dimensionamento consideram-se 90 kNm/m, momento máximo gerado no muro por ação da carga vertical da laje em consola, por efeitos de continuidade. Existem pontos com momentos superiores a este valor, nos locais junto a pilares. Mas considera-se ser este esforço absorvido integralmente pelo pilar e encaminhado diretamente para as fundações. Na Figura 114, apresenta-se os momentos fletores para o muro mais solicitado, MS1A.

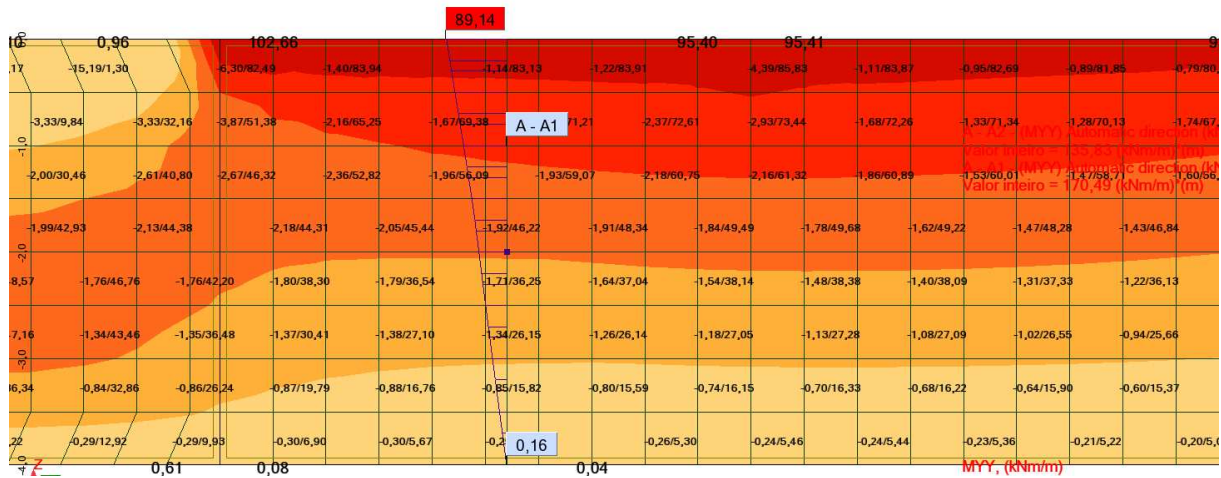


Figura 114 - Pormenor do perfil de momentos na direção principal

Assim tem-se:

$$As_{\min}^- = \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.26 = 3.9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.0013 \times 1 \times 0.26 = 3.4 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$M_{Ed}^+ = 90.00 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0.07 \rightarrow \omega = 0.07 \rightarrow As^+ = 8.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura escolhida:

$$As^+ = \Phi 16@15 (13.40) \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \mu = 0.10 \rightarrow M_{Rd}^+ = 120 \text{ kNm/m}$$

Para armadura de momentos “negativos”, opta-se por uma solução de armadura semelhante.

Seguindo o mesmo raciocínio, o Quadro 56 apresenta a respetiva armadura para os restantes muros.

Quadro 56 - Armaduras para Paredes/Muros

Muro	Armadura Horizontal (MXX)	Armadura Vertical (MY)
MS1	Φ12@15	Φ16@15
MS1A	Φ12@15	Φ16@15
MS1B	Φ12@15	Φ16@15
MS1C	Φ12@15	Φ16@15
MS2	Φ10@15	Φ10@15
MS3	Φ10@15	Φ12@15
Pa1	Φ12@15	Φ12@15
Pa2	Φ12@15	Φ12@15

6.7 FUNDAÇÕES

Relativamente às fundações não foi realizado qualquer pré-dimensionamento. Após dimensionamento dos restantes elementos da estrutura e tendo conhecimento da capacidade resistente do solo e tipo de ações, optou-se pelo tipo de fundações superficiais com sapatas rígidas.

Consideremos uma sapata isolada centrada com o pilar sujeito unicamente a esforço axial N . A Sapata é considerada como rígida cumprindo a condição da inequação (6.11).

$$h \geq a_0/2 \quad (6.11)$$

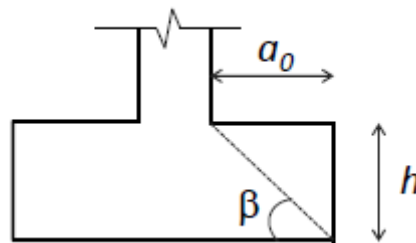


Figura 115 - Elementos de condição sapata rígida

Esta classificação de sapata rígida relaciona-se com a relação entre rigidez de flexão da sapata e a rigidez do solo à deformação vertical. Desta relação e do tipo de solo depende a distribuição de tensões conforme se ilustra na Figura 116.

	Solos coesivos	Solos incoerentes
Sapatas rígidas		
Sapatas flexíveis		

Figura 116 -Distribuição de tensões no solo. Sapatas rígidas na zona superior da figura e sapatas flexíveis na zona inferior da mesma [2]

Prefere-se, frequentemente, a adoção de sapatas rígidas no projeto de estruturas, por a distribuição de pressões no solo, seja este arenoso ou argiloso, se aproximar mais de uma distribuição uniforme e, por isso, de mais fácil avaliação e reproduzindo de forma mais fidedigna o diagrama que realmente se instala no solo de fundação. [2] Devido a este fato é prática corrente dimensionar-se as sapatas como rígidas assumindo-se no seu dimensionamento uma distribuição de tensões uniforme no solo. No entanto, a altura da sapata está muitas vezes condicionada pela verificação da segurança ao corte, verificação a realizar adiante.

6.7.1 Cálculo

Em termos de cálculo nesta secção apresentam-se os passos desenvolvidos no dimensionamento das sapatas.

Algumas notas prévias:

- Tal como preferido acima, as fundações foram calculadas para uma tensão admissível do solo de 250 kPa;
- Todas as sapatas são dimensionadas com um recobrimento de 5 cm das armaduras;
- Assume-se uma altura de terras sobre as sapatas de 50 cm;
- Peso volúmico do terreno de 20 kN/m³;
- Angulo de atrito do terreno de fundação $\phi'=30^\circ$;
- Para o cálculo de fundações desenvolveram-se combinações em que se majoraram com fator 1.5, as ações horizontais e mantiveram-se as verticais com fator 1, de modo a materializar momentos fletores mais gravosos ao nível dos apoios.

Para este dimensionamento, utilizou-se uma folha de cálculo em programa excel, previamente desenvolvida na empresa, para facilitar o processo iterativo de dimensionamento de sapatas. Nesta folha na fase de *input*, introduzem-se todos os esforços resultantes de todas as combinações consideradas, e dados relativos ao solo, altura do solo sobre as sapatas, materiais etc.

CAPITULO 6

S3																		
BETAO	B35	θ° Terreno Fundação=		30	°													
AÇO	A500	Yaterro=		20	kN/m³													
Fcd=		20	MPa	fctm=		2.9	MPa											
Fsyd=		435	MPa	s1=		0.85	MPa											
Hplinto=		0.000	m	PP vigas fundaçãõ=		0	kN											
	F1	F2	F3	M1	M2													
COMB	Fx	Fz	Fy	Mx	Mz	majorar pp (sim=0 / não=1)	dx	dz	Bx	Bz	a	b	H	c	d	Peso sapata cadm	Hterras	
	kN	kN	kN	kNm	kNm		m	m	m	m	m	m	m	m	m	kN	kPa	
ULS_VPiso	-3.772	11.717	504.22	-15.9685	-5.1591	0	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	65.6	250	0.50
ULS_Wx1	-2.256	9.467	439.97	-11.0681	-3.3326	0	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	65.6	250	0.50
ULS_Wx2	-1.724	8.64	428.27	-8.9368	-2.8036	0	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	65.6	250	0.50
ULS_Wx3	-0.682	4.603	248.11	-4.2237	-1.1588	1	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	48.6	250	0.50
ULS_Wx4	-0.151	3.776	236.41	-2.0924	-0.6299	1	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	48.6	250	0.50
ULS_Wy1	-1.638	8.198	428.47	-8.0368	-2.6032	0	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	65.6	250	0.50
ULS_Wy2	-2.342	9.909	439.78	-11.9682	-3.533	0	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	65.6	250	0.50
ULS_Wy3	-0.064	3.334	236.61	-1.1924	-0.4294	1	0.40	0.40	1.80	1.80	0.70	0.70	0.60	0.06	0.54	48.6	250	0.50

Figura 117 - Introdução de dados

As verificações efetuadas na folha de cálculo, Figura 118, são:

- Tensões no terreno e percentagem de sapata ativa;
- Verificação ao corte e momentos fletores;
- Verificação ao punçoamento.

A	B	C	D	E	F	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BK											
S1																																																	
BETAO		B35			θ° Terreno Fundação=																																												
AÇO		A500			Yaterro=																																												
Fcd=		20	MPa	fctm=		2.9																																											
Fsyd=		435	MPa	s1=		0.85																																											
Hplinto=		0.000	m	PP vigas fundaçãõ=		0																																											
		F1	F2	F3	M1																																												
						Tensões no terreno								Verificação ao Corte					Verificação ao Puncionamento																														

Figura 118 - Leitura de resultados

6.7.1.1 Tensões no terreno e percentagem de sapata ativa

Após obtenção dos esforços nos apoios, a folha de cálculo efetua os seguintes cálculos:

- Cálculo de excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}}; e_y = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} \quad (6.12)$$

- Verificação de onde se situam a resultante das cargas

$$\eta_x = \frac{e_x}{B_x}; \eta_y = \frac{e_y}{B_y} \quad (6.13)$$

$$\eta_x + \eta_y < \frac{1}{6} \rightarrow \text{Terço central, caso contrário fora deste} \quad (6.14)$$

O cálculo da tensão de referência é efetuado tendo em consideração a equação (6.15) ou a equação (6.16) caso estejamos dentro ou fora do terço central respetivamente e verificar se esta é inferior à tensão admissível pelo solo.

$$\sigma_{Ref} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm} \quad (6.15)$$

$$\sigma_{Ref} = \frac{3 \times \sigma_1}{4} \leq \sigma_{adm} \quad (6.16)$$

A percentagem de sapata ativa utiliza o denominado método de Montoya, que utiliza um ábaco da Figura 119, que nos permite calcular as tensões em cada uma das esquinas da sapata e deste modo verificar se a sapata dispõe, ou não, de todos as quatro esquinas apoiadas, isto é se está

completamente apoiada, 100 % ativa, caso não esteja, calcula-se a percentagem de sapata ativa pela expressão (6.17).

$$\% \text{ sapata ativa} = \frac{\frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_4|} \times B_z + \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_3|} \times B_z}{2} \times \frac{B_x}{B_x \times B_z} \times 100 \quad (6.17)$$

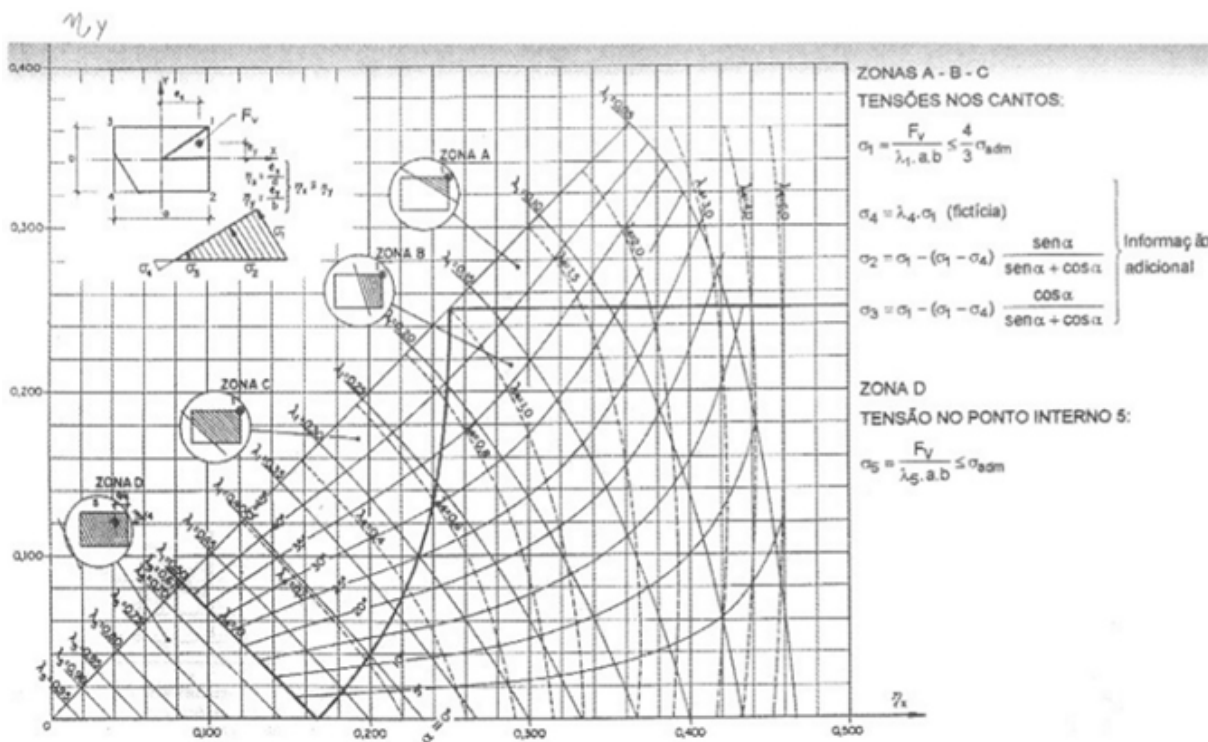


Figura 119 - Ábaco de Montoya [10]

Para a verificação em estado limite último, admitiu-se como percentagem mínima admissível 80% de área da sapata ativa.

6.7.1.2 Verificação ao esforço transversal

A folha realiza a verificação da resistência ao esforço transversal, seguindo o enunciado no ponto 3.1.2.3.

6.7.1.3 Verificação ao punçoamento

A folha realiza a verificação ao punçoamento, seguindo o enunciado no ponto 3.1.2.4.

Todos os resultados de cálculo apresentam-se no Anexo C.

6.7.1.4 Cálculo de sapatas de muros/paredes

No caso das sapatas dos muros/paredes, após o seu cálculo para as ações verticais (por metro de muro), apresentado no Anexo C, procede-se ao cálculo das mesmas para as ações horizontais. Nesta verificação assume-se um modelo em que a sapata do muro está apoiada nas sapatas dos pilares “embebidos” no muro, funcionando como uma viga “deitada” e a partir desta simplificação calculam-se as armaduras de flexão, A_s .

Para validação deste modelo (apoio da sapatas dos muros nas sapatas dos pilares) deve verificar-se que a resistência ao atrito na base das sapatas dos pilares embebidos no muro, é superior à ação horizontal sobre as mesmas, segundo a equação (6.18).

$$R_d \geq H_d \Leftrightarrow V_d \times \tan \delta_{bd} \geq \gamma_Q \times V_{Ed} \quad (6.18)$$

Assim, para uma combinação de ações tendo apenas em consideração o peso próprio e restantes cargas permanente calcula-se a da força de atrito horizontal resistente, por metro, na base do muro:

$$\text{Peso terras} = 20 \times 1 \times 0.35 \times 4/2 = 14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso Sapata} = 1 \times 1 \times 0.5 \times 25 = 15.2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reação vertical/m de muro} \approx 70 \text{ kN/m}$$

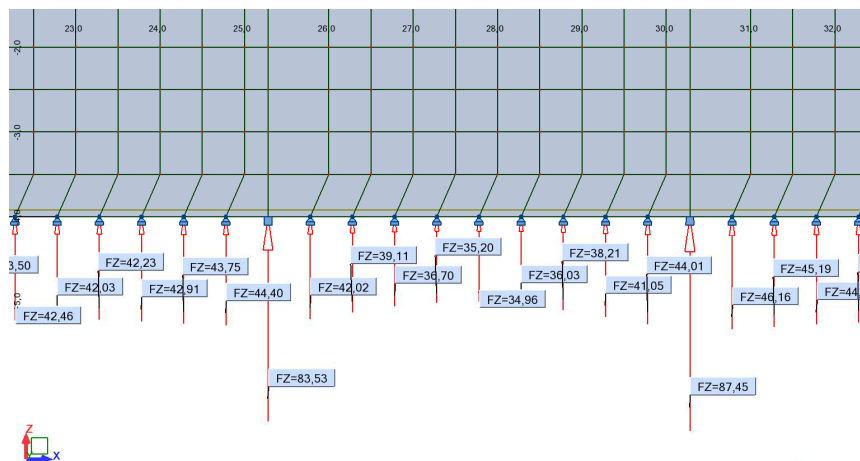


Figura 120 - Reações de apoio na base do muro

Pela equação (18) e pelo coeficiente parcial relativo ao solo, γ_ϕ , apresentado no Quadro 19, conjunto M1, obtém-se o valor da resistência por atrito na base do muro.

$$R_d = (14 + 15.2 + 70) \times \operatorname{tg} 30 = 99.2 \times \operatorname{tg} 30 = 57.30 \text{ kN/m}$$

Na Figura 121, apresenta-se o modelo desenvolvido para cálculo da ação horizontal devida ao impulso de terras, H_d .

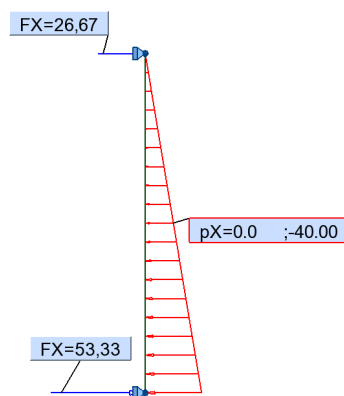


Figura 121 – Cálculo da reação horizontal

Assim, seguindo a equação (6.18) e o coeficiente parcial relativo às ações variáveis, γ_Q , apresentado no Quadro 18, conjunto A1, calcula-se a ação horizontal ao nível da sapata do muro:

$$1.5 \times H_d - R_d = 1.5 \times 53.33 - 57.30 = 22.7 \text{ kN/m}$$

Na Figura 122, apresenta-se o modelo de cálculo utilizado no cálculo de sapatas de muros

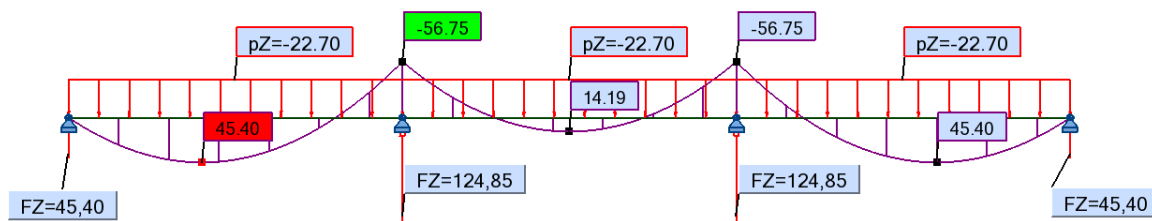


Figura 122 - Modelo de cálculo da sapata

De modo a validar-se o modelo de cálculo proposto (sapatas de muros apoiadas em sapatas de pilares) deve verificar-se a condição (6.18).

$$R_d = 83.45 \times \operatorname{tg} 30 = 22.70 > 1.5 \times 124.85 = 187.3, \text{ KO}$$

Para validar o modelo, devem ligar-se as sapatas dos pilares embebidos, às sapatas de pilares próximos, afim de garantir a rigidez de apoio necessária. Esta ligação foi materializada recorrendo às vigas de fundação VF1, ver Figura 123.

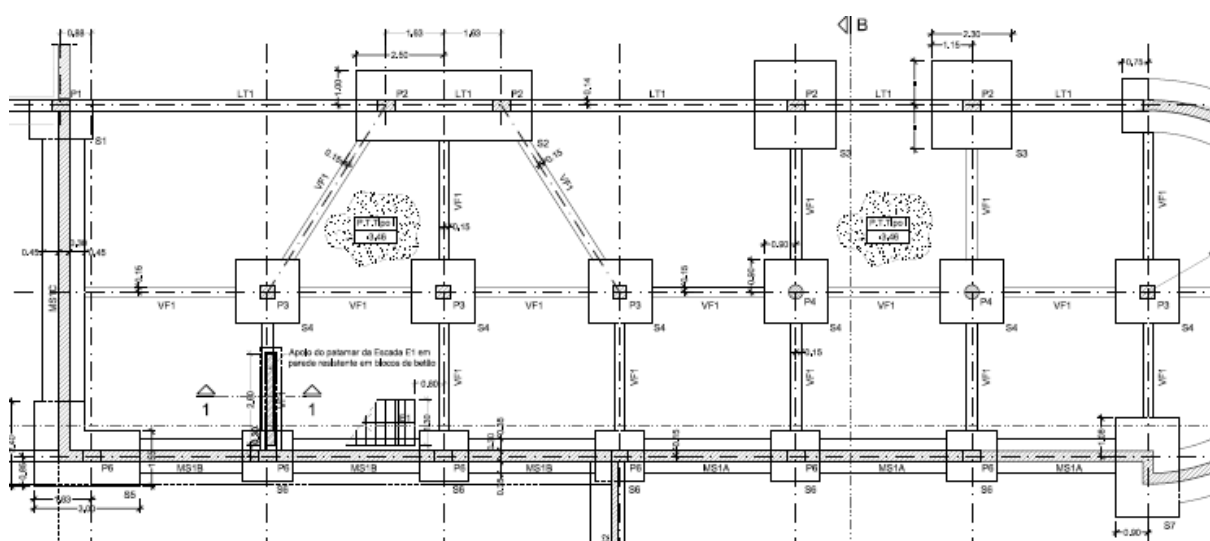


Figura 123 - Vista parcial da planta de fundações

Verificado o modelo assumido, procede-se ao cálculo das sapatas seguindo a metodologia de cálculo utilizada para elementos sujeitos à flexão.

6.7.1.5 Cálculo das vigas de fundação

Tal como referido no ponto 6.7.1.4, houve necessidade de recorrer a vigas de fundação.

6.7.1.5.1 Viga de fundação VF1

Estas vigas, foram calculadas essencialmente para ligar sapatas mobilizando a resistência necessária às ações horizontais. Devido aos esforços axiais atuantes serem baixos, como referido em 6.7.1.4, o dimensionamento desta teve em conta apenas a altura das sapatas dos muros, 0,5m, e uma largura próxima dos 50% da altura. Na Figura 124, apresenta-se a seção da viga adotada.

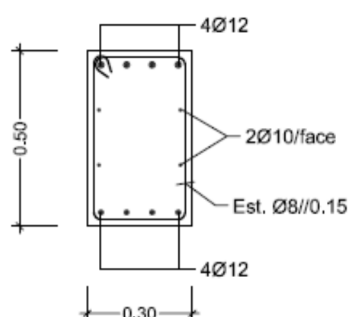


Figura 124 – Seção da Viga VF1

6.7.1.5.2 Viga de fundação VF2

A viga de fundação VF2, foi dimensionada de modo a resistir aos momentos gerados pela excentricidade das sapatas S8. Na Figura 125 apresenta-se a envolvente de momentos atuantes.

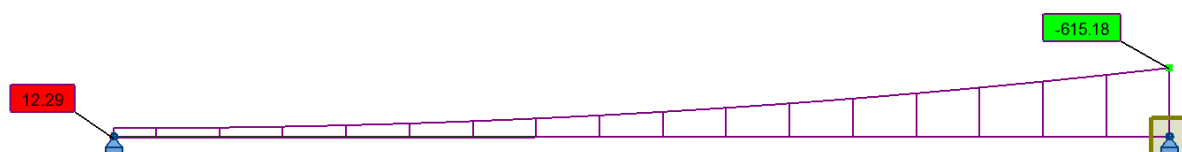


Figura 125 – Momentos fletores na viga VF2

Seguindo os mesmos passos de cálculo apresentados no ponto 6.4, apresenta-se na

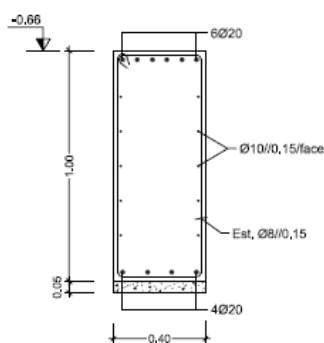


Figura 126 a solução de viga adotada.

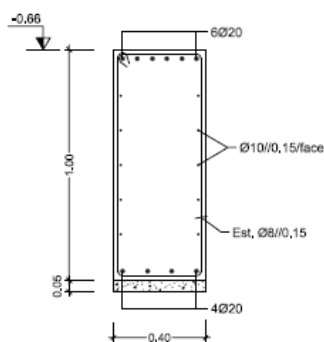


Figura 126 - Seção da Viga VF2

CAPITULO 7 - CONCLUSÕES

A realização deste estágio revelou-se fundamental na consolidação e aquisição de conhecimentos práticos, que permitiram uma abordagem global e metódica de questões envolvidas no exercício da profissão de um engenheiro projetista. Para além disso, desenvolveram-se competências e metodologias que contribuíram para melhorar a qualidade do trabalho.

Também, a integração numa equipa de trabalho experiente permitiu o contacto com diferentes questões técnicas, o que estimulou a capacidade de adaptação a novas situações, despertando características de dinamismo e capacidade de trabalho que devem estar presentes no exercício da profissão.

Durante o estágio estudou-se a segurança das estruturas, tendo em conta todas as exigências de projeto, como a utilização, durabilidade, comportamento e solicitações, concebendo soluções que garantam a integridade das estruturas durante o seu período de vida útil. Acredita-se que os objetivos propostos pela empresa durante o estágio foram conseguidos.

Sendo o estágio um período de formação e aprendizagem, em ambiente empresarial, foi possível consolidar os conhecimentos adquiridos durante toda a licenciatura e mestrado, beneficiando da colaboração com engenheiros experientes.

A oportunidade de lidar diariamente com a realidade da Engenharia Civil revelou-se numa experiência fundamental, permitindo ter noção da envolvimento e interação de todas as atividades que qualquer projeto abrange.

Salienta-se, que para além dos aspetos meramente teóricos que preenchem tendo em conta a vertente teórica do percurso académico, chega-se à conclusão que o estágio constitui um período necessário para a formação e integração na vida profissional, uma vez que permite uma adaptação gradual ao ritmo de trabalho e às responsabilidades inerentes à profissão

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Figueiras J. 1997 – Verificação aos estados limites de utilização; Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 2 – Faculdade de Engenharia da U.P;
- [2] Félix C., Guedes P., Neves T., 2010 e 2011 – Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 1 e 2 – Instituto Superior de Engenharia do Porto
- [3] P. Cachim; M. Morais. “Estruturas de Betão – Bases de cálculo” SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2.- Lisboa : ISBN 9789897230400
- [4] A. Gahli; R. Favre; M. Eldbadry. “Concrete structures – stresses and deformation”. 3.a Ed. – Londres: E & FN Spon, ISBN 0-415-24721-7.
- [5] Deaton, J. B., “A Finite Element Approach to Reinforced Concret Slab Design”, Master Thesis , School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Georgia, August 2005;
- [6] Filho, Alves Avelino, “Elementos Finitos - A Base da Tecnologia CAE - Análise Dinâmica”, 2007. Érica Editora. ISBN: 978853650050.
- [7] Azevedo, A., “Método dos elementos finitos”, Faculdade de engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2003.
- [8] Tavares, G.S.T., “Método dos elementos finitos”, Seminário de Dinâmica Orbital I, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São José dos Campos, 2005
- [9] Tavares, T.M.A.S., “Análise comparativa modelos de cálculo automático no âmbito do projeto de estruturas”, tese de mestrado, Faculdade de engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2013.
- [10] Jiménez. Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (1973), “Hormigón Armado”, 7ª ed, Editorial Gustavo Gili, Barcelona.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[11] Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas – Núcleo de engenharia sísmica e dinâmica de estruturas. Consultado em Junho 30, de 2015 em: <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>

[12] wiki.csiamerica.com . Consultado em Outubro 18, 2015 em: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Modal+analysis>

ANEXO A

RELATÓRIOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

GEPESQUISA — SONDAENS E CAPTACAO DE AGUA LDA

ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

GEOPESQUISA — SONDAGENS E CAPTAÇÃO DE ÁGUA, LDA

ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

1 - INTRODUÇÃO

A Empresa , através da PL pelo fax nº PIR 4658/94 de 94.11.17, adjudicou à Geopesquisa, Lda., o trabalho em epigrafe de harmonia com as condições estipuladas na n/Proposta nº 03-PNG-125/94.

2 - TRABALHOS EXECUTADOS

Foi efectuado um reconhecimento em profundidade através da execução de 11 sondagens, em locais seleccionados conjuntamente com a Exmª Fiscalização. (Anexo I - fotocópia da planta com localização das diferentes sondagens).

Os onze furos de sondagem foram abertos com utilização duma sonda equipada com trado helicoidal e martelo de fundo de furo à rotopercussão, aplicado às cotas onde a formação rochosa ocorria pouco alterada.

Em terrenos incoerentes e rocha muito alterada foram perfurados com trado, 92,1 m, enquanto em rocha pouco alterada 43,45 m.

Vamos passar a designá-los por G-01 a G-11 de acordo com a sua ordem de execução.

3 - LITOLOGIA

Na área em estudo, detectou-se duma maneira geral a seguinte sequência litológica:

- Aterros argilo-arenosos, nalguns locais com vestígios de tijolos, pedaços de betão e pedras.
- Terra vegetal argilo-lodosa
- Granito muito alterado
- Granito pouco alterado (firme rochoso)

.../2

GEOPESQUISA - SONDAGENS E CAPTAÇÃO DE ÁGUA LDA

- 2 -

Com excepção da camada de terra vegetal argilo-lodosa com possanças variáveis que só ocorre nas sondagens G-01, G-02, G-010 e G-011, toda a outra sequência está presente em todas as sondagens. (Vêr Registo de sondagens Anexo II).

4 - NÍVEL PIEZOMÉTRICO

Não foi detectado o nível freático em nenhuma das sondagens realizadas.

Tal facto explica-se pela existência de várias captações por furos verticais construídas em 1983 e a funcionar desde aquela data e que foram levadas a efeito sob a orientação técnica do n/ Director geólogo Dr. A. Cunha Carvalho.

Nestas circunstâncias todo o aquífero constituído pela formação rochosa fracturada está a ser drenado permanentemente, havendo um rebaixamento constante do nível piezométrico na área em estudo.

5 - GEOTECNIA

5.1 - Ensaios de Penetração Dinâmica (SPT)

Na execução dos Ensaios de Penetração Dinâmica (SPT), foi utilizado um amostrador normalizado de TERZAGHI, que foi cravado no terreno com a utilização dum peso de 140 libras (63,5 Kg) caindo duma altura de 30" (76,2 cm).

As primeiras 6" (15,2 cm) de penetração dizem respeito ao terreno remexido, contando-se de seguida o nº de pancadas para 1' (30,5 cm) ou se atingir a nega as 50 pancadas.

Consultando-se os Registos de Sondagens constantes no Anexo II, verifica-se que a "nega", granito pouco alterado, ocorreu às profundidades onde se detectou o granito pouco alterado, " firme rochoso"

5.2 - Cortes Geológico-Geotécnicos

No anexo III apresentamos três cortes geológico-geotécnicos interpretativos da disposição espacial das camadas que temos feito referência, sintetizando o seu comportamento geotécnico através da indicação das profundidades do "firme rochoso".

Os cortes que vamos designar por C₁, C₂ e C₃ definidos por três alinhamentos no terreno interessam respectivamente as sondagens seguintes:

C₁ - G-01, G-02, G-07 e G-09

.../3

GEOPESSQUISA - SONDAGENS E CAPTACAO DE AGUA LDA

- 3 -

C₂ - G-04, G-05, G-06 e G-08

C₃ - G-01, G-02 e G-04

5.2.1 - Corte geológico-geotécnico C₁

Este corte interessa as sondagens G-04, G-05, G-06 e G-08.

Pela sua observação verifica-se a ocorrência duma camada sub-superficial de aterros com uma espessura variavel compreendida entre os 3,5 m em G-05 e os 6,0 m em G-08.

As profundidades a que ocorrem os granitos pouco alterados varia dos 6,0 m em G-04 e os 9,0 m em G-06 e G-08.
(SPT > 50).

5.2.2 - Corte geológico-geotécnico C₂

Este corte, interessando as sondagens G-01, G-02, G-07 e G-09 mostra-nos o seguinte:

- A ocorrência duma camada de aterros de composição muito heterogenea com uma possança variavel de 5,0 m em G-01 e os 6,0 m nas restantes sondagens deste perfil.
- Nas sondagens G-01 e G-02 detectou-se a presença duma camada de terra vegetal com espessura compreendida entre 1,2 e os 2,20 respectivamente em G-02 e G-01.
- Os granitos pouco alterados onde os valores dos SPT > 50 ocorreram aos 9,0 m de profundidade. com excepção da sondagem G-09 onde ocorreu aos 12,0 m.

5.2.3 - Corte Geológico-geotécnico C₃

Neste corte que interessa as sondagens G-01, G-02 e G-03 observamos que ocorre uma camada de aterros de espessura compreendida entre os 4,0 m em G-04 e os 6,0 em G-03, enquanto a camada de terra vegetal só aparece entre os 5.0 e os 6,8 m de G-01.

Atravessados os granitos muito alterados, os resultados dos SPT > 50 verificam-se aos 6,0 m em G-04 e aos 9,0 m em G-01 e G-03.

6 - CONCLUSÕES

O estudo geológico-geotécnico efectuado conduziu aos seguintes resultados:

.../4

GEOPESQUISA - SONDAENS E CARTACAO DE AGUA LDA

- 4 -

6.1 - Litologia

Do ponto de vista litológico, o terreno estudado é constituído por:

- Aterros de composição muito heterogenea-solos argilo arenosos, fragmentos de pedras betão e tijolos
- Terra vegetal lodosa
- Granitos muito alterados
- Granitos pouco alterados

6.2 - Não foi detectado nível piezometro, em virtude do rebaixamento provocado pelas captações por furo vertical em funcionamento permanente.

6.3 - As camadas reconhecidas apresentam características geotécnicas diferentes a saber:

- Aterros, terra vegetal e granitos muito alterados com valores para SPT < 50 são fracos terrenos para fundação.
- Granitos pouco alterados SPT > 50 são bons de terreno de fundação com tensões de segurança a rotura da ordem dos 30 Kgf/cm^2


6.4 - Esta situação de SPT > 50 verificou em quase todas as sondagens aos 9,0m de profundidade com excepção da G-09 aos 12,0 m, G-04 aos 6,0 m e G-05 aos 8,5 m

7 - PARECER

Em função das características geologico-geotecnicas do terreno estudado aconselhamos a fundação indirecta por meio de estacas.

Porto, 02 de Dezembro de 1994

GEOPESQUISA
SODAGENS E CARTACAO DE AGUA, LDA.



(Dr. A. Cunha Carvalho)
(Especialista em Hidrogeologia
pela Universidade de Barcelona)

GEOPESSQUISA — SONDAGENS E CAPTACAO DE AGUA LDA

A N E X O I

**FOTOCÓPIA DA PLANTA COM LOCALIZAÇÃO
DAS SONDAGENS**

GEOPESSQUISA – SONDAJENS E CARTAGAO DE AGUA LDA

A N E X O I I

REGISTO DE SONDAGENS

REGISTO DE SONDAGEM

OBRA ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOTIPO Nº G-04

LOCAL _____

COTA DA BOCA _____

REQUERENTE _____

COTA DO FUNDO _____

PROFUNDIDADE (m)	DIÂMETROS		AMOSTRAS			PERFIL GEOLÓGICO		ENSAIOS "IN SITU"				OBS.			
	TRÉPANO (mm)	REVESTIMENTO (mm)	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRADOR	I.R. (%)	SIMBOLÓGIA	DESCRIÇÃO	NÍVEL DA ÁGUA (m)	PERMEABILIDADE		S.R.T.				
									TROCOS (m)	K (cm/s)	Nº DE GOLPES				
											10	20	30	40	
1,5			1,5				Aterros argilo arenosos								
3,0			3,0												
4,0			4,0												
6,0			6,0				Granito muito alterado								
10,0			10,0				Granito pouco alterado								
13,0			13,0												

0 10 20 30 40 50

REGISTO DE SONDAGEM

OBRA ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

TIPO _____ Nº G-05

LOCAL _____

COTA DA BOCA _____

REQUERENTE _____

COTA DO FUNDO _____

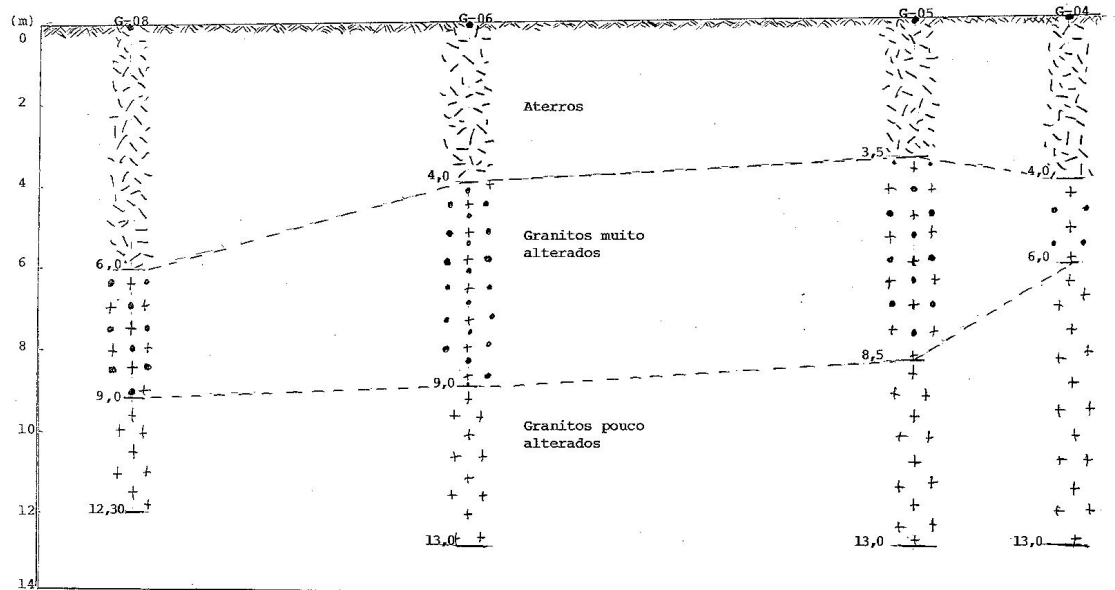
[illegible]

GEOPESSQUISA — SONDAENS E CAPTACAO DE AGUA LDA

A N E X O III

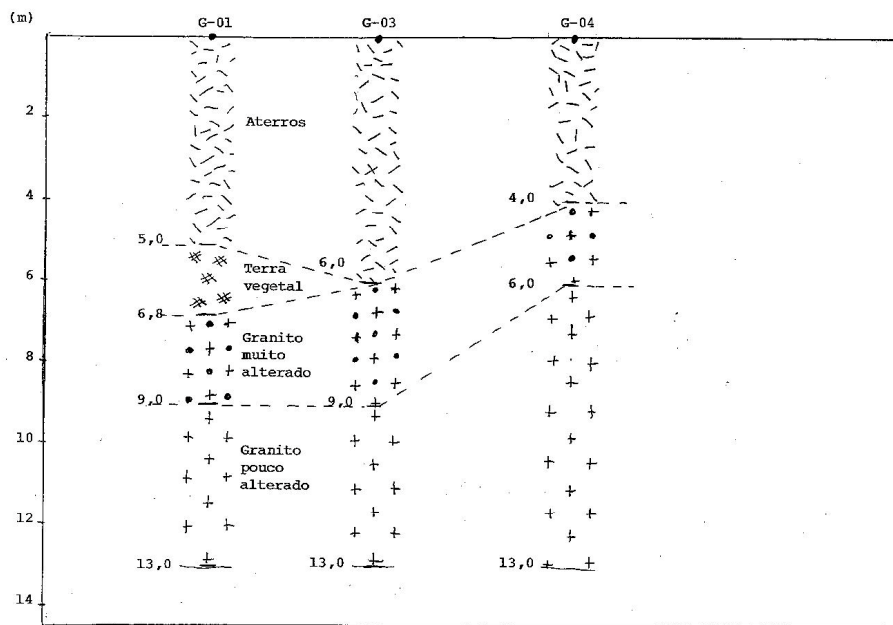
CORTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

CORTE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO - C 2




ESCALAS V- 1:100
H- 1:200

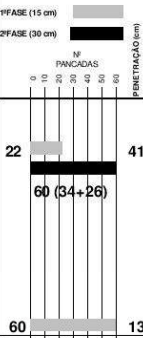

CORTE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO - C3



ESCALAS V- 1:100
H- 1:200


22

				ENTIDADE: RAMOS CATARINO, S.A.		SONDAGEM	
				OBRA: REMODELAÇÃO DA FÁBRICA DE LEÇA DO BALIO		S-03	
				PROCESSO: OBRA Nº 1300			
LOCAL: LEÇA DO BALIO - MATOSINHOS				COORDENADAS		PROFUNDIDADE (m): 12,00	
EXECUÇÃO: 21-03-2012				N: 0		RECUNHAÇÃO: VERTICAL	
EQUIPAMENTO: MUSTANG A 32				W: 0		COTA DA BOCA: 0,00	
TIPO DE SONDAGEM: ROTAÇÃO (76 mm)				Az:		COTA DO FUNDO: -12,00	

PROFUNDIDADE (m)	FURAÇÃO	NÍVEL DA ÁGUA	COLUMNA LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA NATUREZA DO TERRENO	ESTRATIGRAFIA	FRACTURAÇÃO	ALTERAÇÃO	RECUPERAÇÃO R.Q.D. (%)	ENSAIOS SPT 1ª FASE (15 cm) 2ª FASE (30 cm) Nº PANCADAS PENEIRAÇÃO (mm)
11,0			++ +++ ++ +++ ++ +++ ++	Maciço granítico decomposto de grão médio acastanhado. Apresenta-se muito compacto.			W ₅		
12,0				FIM DE SONDAGEM					
13,0								0(0+0)	
14,0									
15,0									
16,0									
17,0									
18,0									
19,0									
20,0									

OBSERVAÇÕES:	DES.: HCT
	VERIF.: HCT
	APROV.: HCT
	FOLHA 2/2

ANEXO A

			ENTIDADE: RAMOS CATARINO, S.A.		SONDAGEM	
			OBRA: REMODELAÇÃO DA FÁBRICA DE LEÇA DO BALIO		S-04	
			PROCESSO: OBRA Nº 1300			
LOCAL: LEÇA DO BALIO - MATOSINHOS			COORDENADAS		PROFUNDIDADE (m): 9,00	
EXECUÇÃO: 20-03-2012			N: 0		INCLINAÇÃO: VERTICAL	
EQUIPAMENTO: MUSTANG A 32			W: 0		COTA DA BOCA: 0,00	
TIPO DE SONDAGEM: ROTAÇÃO (76 mm)			Az:		COTA DO FUNDO: -9,00	


PROFUNDIDADE (m)	FURAÇÃO	NÍVEL DA ÁGUA	COLUMNA LITOLÓGICA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA NATUREZA DO TERRENO	ESTRATIGRAFIA	FRACTURAÇÃO	ALTERAÇÃO	RECUPERAÇÃO R.Q.D. (%)	ENSAIOS SPT 1ª FASE (15 cm) 2ª FASE (30 cm) Nº PANCADAS PENETRAÇÃO (mm)
0,0			###	Pavimento (betuminoso).					
1,0			\\ \\ \\	Aterro, constituído por um solo areno-siltoso e argiloso, pontualmente cascalhento, de cor acastanhada. Apresenta-se muito solto.					
2,0			\\ \\ \\						
3,0			./ ./ ./	Solo residual micaxistento, de grão médio a fino, acastanhado. Ocorrem passagens muito pontualmente passagens graníticas. Apresenta-se solto a topo e compacto para a base.					
4,0			./ ./ ./						
5,0			./ ./ ./						
6,0			./ ./ ./						
7,0			//// ////	Maciço micaxistento decomposto, de grão médio, acastanhado. Ocorrem pontualmente passagens graníticas aos 7,5m e 9,0m. Apresenta-se muito compacto.					
8,0			++						
9,0			++						
10,0				FIM DE SONDAGEM					

OBSERVAÇÕES: O nível de água registado poderá corresponder a água residual de furação.			DES.: HCT
			VERIF.: HCT
			APROV.: HCT
			FOLHA 1/1

Gabinete de Serviços Geotécnicos Lda.		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional		SONDAGEM: S1	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1		Cliente:	
		Data início: 18.04.2013 Data fim: 18.04.2013	Página: 01/01	Eng. Algreto Aguiar	

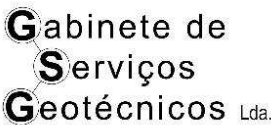
Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT						Amostragem	Esquema do Plazómetro
				1ª fase	2ª e 3ª fases						
				10	20	30	40	50	60		
1	Hercinico	Pavimento betuminoso + lou-venant									
2		Solo residual granítico areno-siltoso, cor acastanhada e bege acastanhada		14 (7+7)							
3		Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege e alaranjada		43 (22+21)							
4				23 (10+13)							
5				19 (9+10)							
6				80 (50+30)							
7		Maciço granítico decomposto, cor alaranjada e laranja avermelhada, com passagens gnaissico-migmatíticas		52 (29+23)							
8				80 (40+20)							
9				80 (43+17)							
10				80 (50+0)							
11				80 (50+0)							
12											
13											
14		FIM DE SONDAGEM									
15											
16											
17											


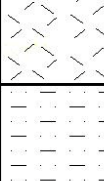
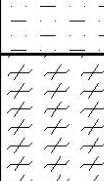

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 13.5 m COTA APROXIMADA: 52.0m COORDENADAS: VERIFICOU: Paula Gonçalves
OBSERVAÇÕES: A: Actual	

		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional		SONDAGEM: S2	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1		Cliente:	
		Data início: 18.04.2013 Data fim: 18.04.2013	Página: 01/01	Eng. Algreto Aguiar	

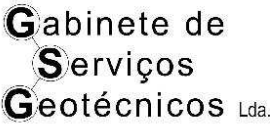
Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT							Amostragem	Nível Freático
				Pancadas								
				1ª fase	10	20	30	40	50	60		
1	Actual	Terra vegetal	✕ ✕ ✕ ✕									
2		Solo silto-arenoso, cor castanha alaranjada (Aterro)	✕ ✕ ✕ ✕	8 (4+4)								
3		Terra vegetal	✕ ✕ ✕ ✕	4 (1+3)								
4	Hercínico	Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege e bege alaranjada	✕ ✕ ✕ ✕	18 (7+11)								
5				20 (9+11)								
6				25 (11+14)								
7				31 (15+16)								
8				60 (40+20) (12 cm)								
9		Maciço granítico decomposto, cor bege clara	✕ ✕ ✕ ✕	80 (60+20) (11 cm)								
10				80 (60+20) (8 cm)								
11				80 (60+20) (7 cm)								
12												
13												
14												
15		FIM DE SONDAGEM										
16												
17												

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 15.0 m
	COTA APROXIMADA: 63.3m
	COORDENADAS:
OBSERVAÇÕES:	VERIFICOU: Paula Gonçalves

		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional		SONDAGEM: S3	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1		Cliente:	
		Data início: 18.04.2013 Data fim: 19.04.2013	Página: 01/01	Eng. Algreto Aguiar	

Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT Pancadas							Amostragem	Nível Freático	
				1ª fase	2ª e 3ª fases								
					10	20	30	40	50	60			
1	Atual	Solo orgânico silteso com restos de tijolos, cor castanha escura (Aterro)		1									
2													
3													
4		Solo areno silteso, cor castanha alaranjada (Aterro)		4									
5													
6													
7	Complexo Xisto-Granvânico	Solo residual gnaissico-migmatítico, silteso, cor alaranjada		41									
8													
9		Madiço gnaissico-migmatítico decomposto, cor alaranjada		60							(28 cm)		
10													
11													
12													
13													
14		FIM DE SONDAGEM											
15													
16													
17													

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. Int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 13.5 m
	COTA APROXIMADA: 55.4m
OBSERVAÇÕES:	COORDENADAS:
	VERIFICOU: Paula Gonçalves

		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional		SONDAGEM: S4	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1		Cliente:	
		Data início: 20.04.2013 Data fim: 20.04.2013	Página: 01/01	Eng. Algreto Aguiar	

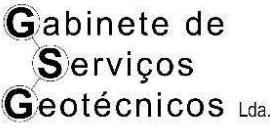
Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT Pancadas						Amostragem	Nível Freático	
				1ª fase	2ª e 3ª fases							
				10	20	30	40	50	60			
1	Actual	Pavimento betuminoso + lout-venant										
2		Solo areno-siltoso, cor castanha, com nível de arenoso (Alerro)		7 (4+3)								
3	Complexo Xisto-Granvático	Maciço gnaissico-migmatítico decomposto, cor alaranjada		51 (22+29)								
4				80 (50+0)								
5				80 (50+0)								
6				80 (50+0)								
7				80 (50+0)								
8				80 (50+0)								
9				80 (50+0)								
10				80 (50+0)								
11				80 (50+0)								
12				FIM DE SONDAGEM								
13												
14												
15												
16												
17												

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 12.0 m
	COTA APROXIMADA: 55.7m
	COORDENADAS:
	VERIFICOU: Paula Gonçalves
OBSERVAÇÕES:	

Gabinete de Serviços Geotécnicos Lda.		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional		SONDAGEM: S5	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1		Cliente:	
		Data início: 20.04.2013 Data fim: 20.04.2013	Página: 01/01	Eng. Algrado Aguiar	

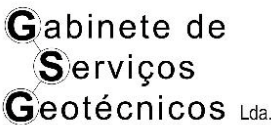
Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT					Amostragem	Nível Freático
				Pancadas						
				1ª fase	2ª e 3ª fases					
					10	20	30	40	50	60
1	Actual	Pavimento betuminoso + tout-venant								
2		Solo silto-arenoso com conteúdo orgânico, cor castanha (Aterro)		14 (5+9)						
3	Herçhico	Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege alaranjada e alaranjada		51 (24+27)						
4				80 (40+20)						
5				47 (20+27)						
6				15						
7				80 (28+32)						
8				20						
9				38 (19+19)						
10				80 (60+0)						
11				47						
12				80 (26+34)						
13	Maciço granítico decomposto, cor alaranjada, com passagens gnaissico-migmatíticas			80 (47+13)						
14				29						
15				60						
16				(se amostra)						
17		FIM DE SONDAGEM								

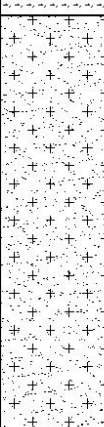
EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. Int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 15.0 m
OBSERVAÇÕES:	COTA APROXIMADA: 55.9m
	COORDENADAS:
	VERIFICOU: Paula Gonçalves

		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional		SONDAGEM: S6	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1		Cliente:	
		Data início: 19.04.2013 Data fim: 19.04.2013	Página: 01/01	Eng. Algreto Aguiar	

Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT Pancadas						Amostragem	Nível Freático
				1ª fase	2ª e 3ª fases						
				10	20	30	40	50	60		
1	Actual	Terra vegetal	XXXXXX								
2		Solo silto-arenoso, cor castanha alaranjada (Aterro)	XXXXXX	8 (3+5)							
3	Complexo Xisto-Grauwéquico	Solo residual gnaissico-migmatítico silto-arenoso, cor alaranjada e bege alaranjada	XXXXXX	47 (18+29)							
4				34 (18+16)							
5		Maciço gnaissico-migmatítico decomposto, cor alaranjada e acastanhada	XXXXXX	60 (60+0)					(7 cm)		
6				42							
7				80 (27+33)					(28 cm)		
8				19							
9				38 (19+19)					(28 cm)		
10				18							
11				60 (37+23)					(28 cm)		
12				26							
13	FIM DE SONDAGEM										
14											
15											
16											
17											

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 10.5 m
	COTA APROXIMADA: 55.9m
	COORDENADAS:
	VERIFICOU: Paula Gonçalves
OBSERVAÇÕES:	

		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional		SONDAGEM: S7	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1		Cliente:	
		Data início: 19.04.2013 Data fim: 19.04.2013	Página: 01/01	Eng. Algreto Aguiar	

Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT Pancadas							Amostragem	Nível Freático
				1ª fase	2ª e 3ª fases							
				10	20	30	40	50	60			
1	Hercínico	Beirão										
2												
3												
4		Maciço granítico decomposto, cor alaranjada e acastanhada, com passagens gnaissico-migmatíticas										
5												
6												
7												
8		FIM DE SONDAGEM										
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 7.5 m
	COTA APROXIMADA: 56.3m
	COORDENADAS:
	VERIFICOU: Paula Gonçalves
OBSERVAÇÕES:	

Gabinete de Serviços Geotécnicos Lda.		Registo de sondagem a trado oco com ensaios SPT Equipamento: SMA 630 - fabrico nacional				SONDAGEM: S8	
		Obra/Local: Remodelação do edifício Administrativo 1				Cliente:	
		Data início: 19.04.2013 Data fim: 19.04.2013		Página: 01/01		Eng. Algreto Aguiar	

Prof. (m)	Complexo	Descrição	Simbologia	Ensaio SPT						Amostragem	Esquema do Piezômetro
				10	20	30	40	50	60		
1	Actual	Terra vegetal	XXXXXX								
2	Herdnico	Solo residual granítico areno-siltoso, cor castanha alaranjada e bege	XXXXXX	18 (7+11)							
4											
3		42 (20+22)									
14											
4		56 (26+30)									
20											
5		60 (40+20) (24 cm)									
28											
6		60 (50+10) (8 cm)									
47											
7	Maciço granítico decomposto, cor bege alaranjada e alaranjada, com nível de solo residual areno-siltoso, cor bege alaranjada	XXXXXX	XXXXXX	60 (40+20) (24 cm)							
36											
8				35 (17+18)							
14											
12				60 (18 cm)							
60											
13		60 (50+10) (8 cm)									
39											
14		FIM DE SONDAGEM									
15											
16											
17											

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm Diâm. Int.: 86 mm	COMPRIMENTO: 13.5 m
	COTA APROXIMADA: 56.0m
	COORDENADAS:
	VERIFICOU: Paula Gonçalves

ANEXO B

ESFORÇOS EM PILARES (COMBINAÇÃO CONDICIONANTE)

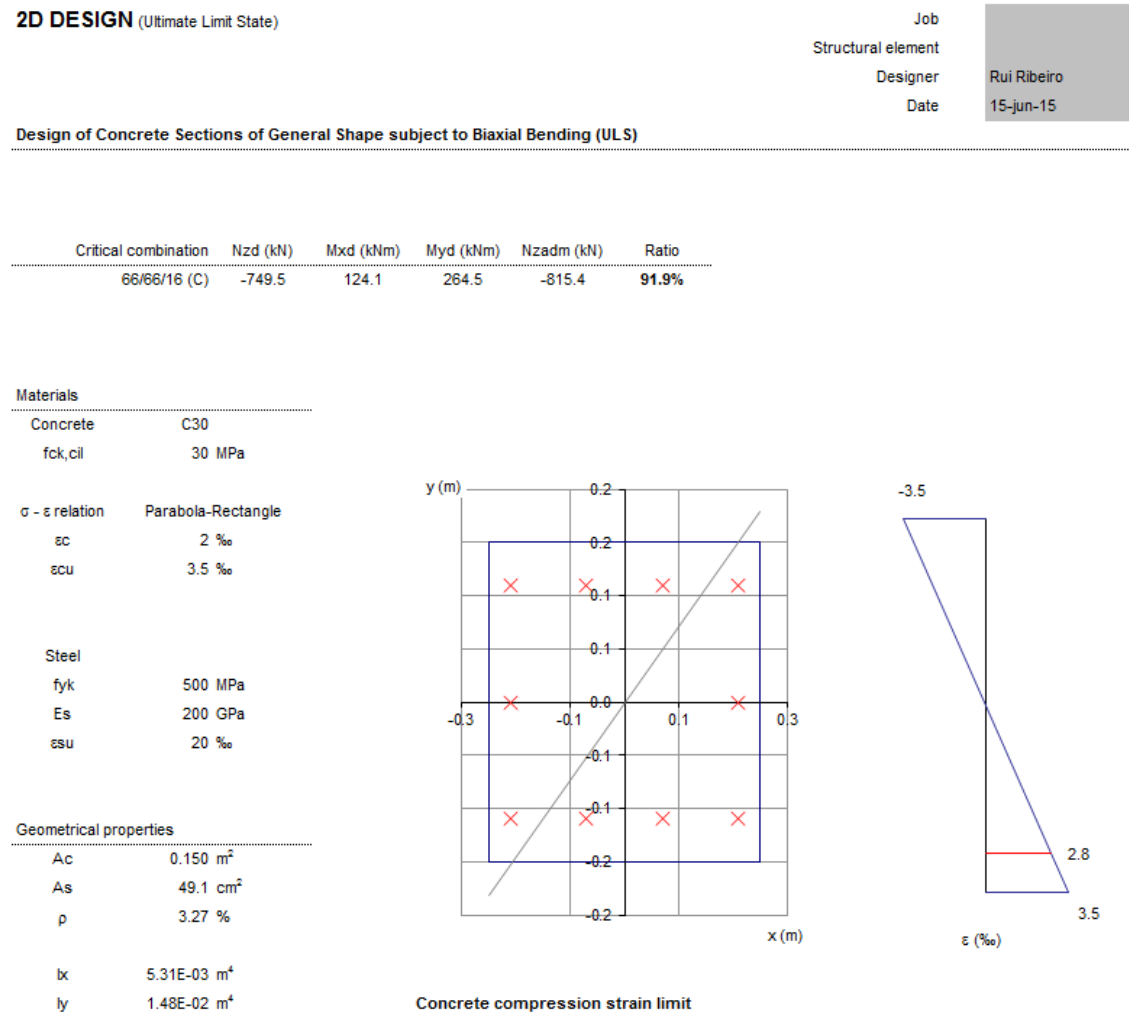


Figura 127 - Esforços máximos nos pilares P1 e P2 (50x30)

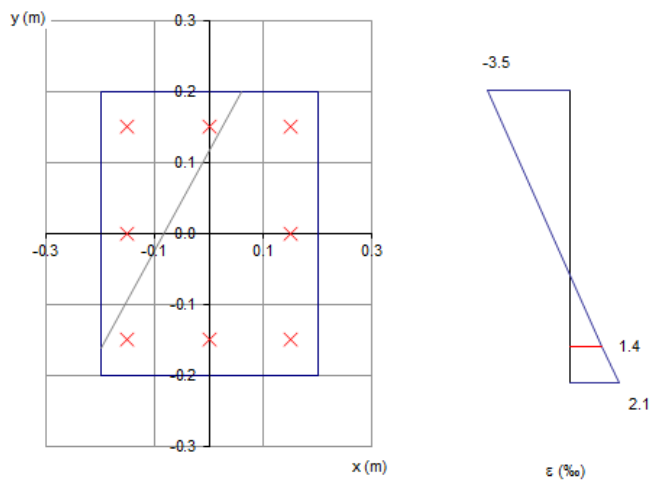
2D DESIGN (Ultimate Limit State)

Job	
Structural element	
Designer	Rui Ribeiro
Date	15-jun-15

Design of Concrete Sections of General Shape subject to Biaxial Bending (ULS)

Critical combination	Nzd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Nzadm (kN)	Ratio
328/63/13 (C)	-498.2	29.0	45.2	-1564.6	31.8%

Materials	
Concrete	C30
fck,cil	30 MPa
σ - ε relation	
εc	2 ‰
εcu	3.5 ‰
Steel	
fyk	500 MPa
Es	200 GPa
εsu	20 ‰
Geometrical properties	
Ac	0.160 m²
As	16.1 cm²
ρ	1.01 ‰
lx	9.00E-03 m⁴
ly	9.00E-03 m⁴



Concrete compression strain limit

Figura 128 - Esforços máximos nos pilares P3 (40x40)

2D DESIGN (Ultimate Limit State)

Job
Structural element
Designer Rui Ribeiro
Date 15-jun-15

Design of Concrete Sections of General Shape subject to Biaxial Bending (ULS)

Critical combination	Nzd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Nzadm (kN)	Ratio
325/4422/13 (C)	-363.2	16.2	40.8	-1117.5	32.5%

Materials

Concrete C30
fck,cil 30 MPa

$\sigma - \epsilon$ relation Parabola-Rectangle

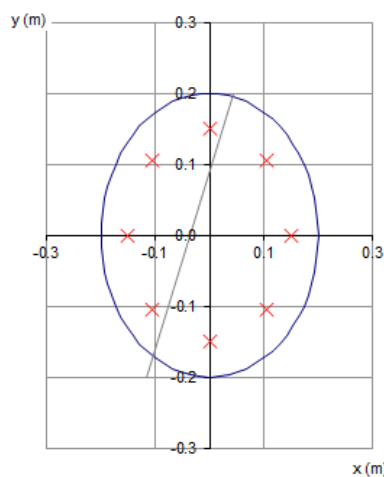
ϵ_c 2 ‰
 ϵ_{cu} 3.5 ‰

Steel

f_{yk} 500 MPa
E_s 200 GPa
 ϵ_{su} 20 ‰

Geometrical properties

A_c 0.126 m²
A_s 16.1 cm²
 ρ 1.28 ‰
I_x 1.35E-03 m⁴
I_y 1.35E-03 m⁴



Concrete compression strain limit

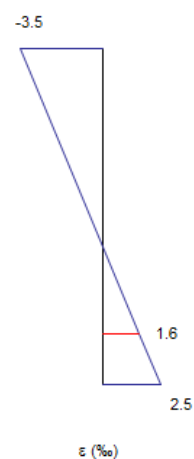


Figura 129 - Esforços máximos nos pilares P4 (Φ 40)

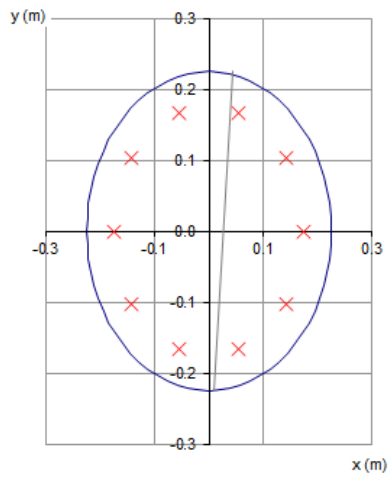
2D DESIGN (Ultimate Limit State)

Job	
Structural element	
Designer	Rui Ribeiro
Date	15-jun-15

Design of Concrete Sections of General Shape subject to Biaxial Bending (ULS)

Critical combination	Nzd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Nzadm (kN)	Ratio
78/128/17 (C)	-611.0	25.5	316.0	-614.5	99.4%

Materials	
Concrete	C30
fck,cil	30 MPa
σ - ε relation	
sc	2 ‰
scu	3.5 ‰
Steel	
fyk	500 MPa
Es	200 GPa
essu	20 ‰
Geometrical properties	
Ac	0.159 m²
As	49.1 cm²
ρ	3.09 ‰
lx	2.39E-03 m⁴
ly	2.39E-03 m⁴



Concrete compression strain limit

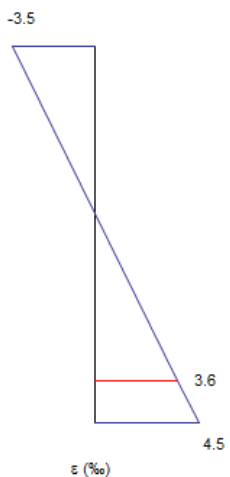


Figura 130 - Esforços máximos nos pilares P5 e P6 (Φ 45)

2D DESIGN (Ultimate Limit State)

Job
Structural element
Designer Rui Ribeiro
Date 15-jun-15

Design of Concrete Sections of General Shape subject to Biaxial Bending (ULS)

Critical combination	Nzd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	Nzadm (kN)	Ratio
369/0.50/18 (C)	-110.0	10.0	11.6	-325.1	33.9%

Materials

Concrete	C30
fck, cil	30 MPa

$\sigma - \varepsilon$ relation	Parabola-Rectangle
ε_c	2 ‰
ε_{cu}	3.5 ‰

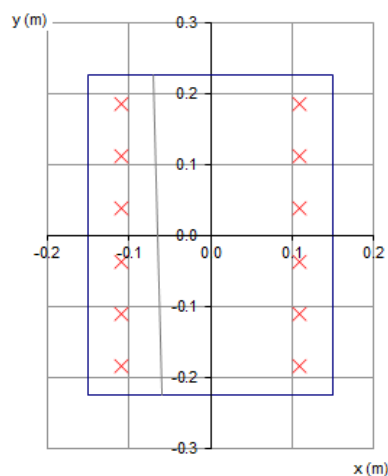
Steel

fyk	500 MPa
Es	200 GPa
ε_{su}	20 ‰

Geometrical properties

Ac	0.135 m ²
As	37.7 cm ²
ρ	2.79 ‰

Ix	1.04E-02 m ⁴
Iy	4.71E-03 m ⁴



Concrete compression strain limit



Figura 131 - Esforços máximos nos pilares P6 (45x30)


ANEXO C

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM SAPATAS

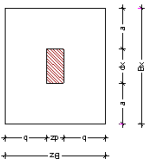
s1																																					
BETÃO A500	E35	$\sigma'_{tensão\max}=30$ $\sigma_{variação}=20$ kN/m ²																																			
Fcd=		20 MPa	fctm=	2,9 MPa																																	
Fytd=		435 MPa	δl=	0,95 MPa																																	
H _{max} =		0,000 m	PP _{gise} nupg=	0	kN																																
Tensões no terreno																																					
Verificação ao Conte																																					
Verificação ao Puncamento																																					
Amadurec - Cálculo à flexão																																					
COMB	Fx	Fz	Fy	Mx	Mz	PP	Terço Central	σ _{ref}	Verif	Verif	% Sapata Ativa sobre Mentira	Vsdz	Vcdz	Vcdz	Vsdz	Verif	Ved	Verif	Verif	Verificação a "d"	Verificação a "2d"	Msdz	Msdz	μ	As	Asmin	ρ										
55912 (C)	0	0	392	0	0	1	0,60	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	201,2	OK	OK	100%	95,2	44,2	409,7	506,0	OK	488,1	5280,0	OK	25,0	637,4	OK	-141,2	318,7	OK	52,9	24,7	0,009	2,27	81	1,0
55913 (C)	0	0	392	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	205,8	OK	OK	100%	97,2	45,2	409,7	506,0	OK	479,0	5280,0	OK	25,5	637,4	OK	-144,4	318,7	OK	54,1	25,2	0,009	2,32	81	1,0
55914 (C)	0	0	425	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	221,1	OK	OK	100%	93,7	49,6	409,7	506,0	OK	514,4	5280,0	OK	27,4	637,4	OK	-155,1	318,7	OK	59,1	27,1	0,010	2,50	81	1,0
55917 (C)	0	0	447	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	231,3	OK	OK	100%	98,0	50,8	409,7	506,0	OK	538,1	5280,0	OK	28,7	637,4	OK	-162,3	318,7	OK	60,8	28,3	0,010	2,61	81	1,0
55918 (C)	0	0	289	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	188,0	OK	OK	100%	96,9	34,7	408,7	506,0	OK	397,5	5280,0	OK	19,6	637,4	OK	-110,8	318,7	OK	41,5	19,4	0,007	1,76	81	1,0
55919 (C)	0	0	311	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	168,2	OK	OK	100%	71,2	36,9	408,7	506,0	OK	381,2	5280,0	OK	20,9	637,4	OK	-116,8	318,7	OK	44,2	20,6	0,008	1,90	81	1,0
55920 (C)	0	0	452	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	233,6	OK	OK	100%	98,9	51,3	408,7	506,0	OK	543,4	5280,0	OK	29,0	637,4	OK	-163,8	318,7	OK	61,4	28,6	0,011	2,64	81	1,0
55921 (C)	0	0	419	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	218,3	OK	OK	100%	92,5	47,9	408,7	506,0	OK	507,8	5280,0	OK	27,1	637,4	OK	-153,1	318,7	OK	57,4	26,7	0,010	2,47	81	1,0
55922 (C)	0	0	346	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	184,4	OK	OK	100%	78,1	40,1	408,7	506,0	OK	429,0	5280,0	OK	22,9	637,4	OK	-129,4	318,7	OK	48,5	22,6	0,008	2,08	81	1,0
55923 (C)	0	0	254	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	141,8	OK	OK	100%	60,0	31,1	408,7	506,0	OK	379,8	5280,0	OK	17,6	637,4	OK	-99,4	318,7	OK	37,3	17,4	0,006	1,60	81	1,0
55948 (C)	0	0	16	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	31,5	OK	OK	100%	10,8	5,6	408,7	506,0	OK	59,4	5280,0	OK	3,2	637,4	OK	-22,1	318,7	OK	8,3	3,9	0,001	0,29	81	1,0
55949 (C)	0	0	3	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	25,5	OK	OK	100%	10,8	5,6	408,7	506,0	OK	59,4	5280,0	OK	3,2	637,4	OK	-22,1	318,7	OK	8,3	3,9	0,001	0,29	81	1,0
55950 (C)	0	0	-19	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	35,6	OK	OK	100%	15,1	7,8	408,7	506,0	OK	82,7	5280,0	OK	4,4	637,4	OK	-24,9	318,7	OK	9,3	4,4	0,002	0,40	81	1,0
55951 (C)	0	0	-19	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	35,6	OK	OK	100%	15,1	7,8	408,7	506,0	OK	82,7	5280,0	OK	4,4	637,4	OK	-24,9	318,7	OK	9,3	4,4	0,002	0,40	81	1,0
55954 (C)	0	0	23	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	38,1	OK	OK	100%	14,9	7,7	408,7	506,0	OK	81,7	5280,0	OK	4,4	637,4	OK	-24,7	318,7	OK	9,2	4,3	0,002	0,39	81	1,0
55954 (C)	0	0	30	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	38,1	OK	OK	100%	16,3	8,4	408,7	506,0	OK	89,4	5280,0	OK	4,8	637,4	OK	-27,0	318,7	OK	10,1	4,7	0,002	0,43	81	1,0
55955 (C)	0	0	47	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	28,8	OK	OK	100%	11,3	5,9	408,7	506,0	OK	62,3	5280,0	OK	3,7	637,4	OK	-18,8	318,7	OK	7,0	3,3	0,001	0,30	81	1,0
55956 (C)	0	0	47	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	28,8	OK	OK	100%	19,6	10,2	408,7	506,0	OK	107,6	5280,0	OK	5,7	637,4	OK	-32,4	318,7	OK	12,2	5,7	0,002	0,52	81	1,0
55957 (C)	0	0	-37	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	7,4	OK	OK	100%	3,1	1,6	408,7	506,0	OK	17,1	5280,0	OK	0,9	637,4	OK	-5,2	318,7	OK	1,9	0,9	0,000	0,08	81	1,0
55958 (C)	0	0	46	0	0	1	0,50	0,30	1,80	1,20	0,60	250	TC	45,4	OK	OK	100%	19,2	10,0	408,7	506,0	OK	105,7	5280,0	OK	5,6	637,4	OK	-31,9	318,7	OK	11,9	5,6	0,002	0,51	81	1,0

Figura 132 - Verificações de segurança sapata S1

DESENHOS ESTRUTURAIS

S2																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
BETAO	B35	$\sigma_{t\max}^{tudo} = 30$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
AÇO	A500	$\gamma_{arr} = 20$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
$F_{td} = 20$ MPa		$\sigma_{adm} = 29$ MPa																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
$F_{yd} = 435$ MPa		$\sigma_y = 0,85$ MPa																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
$H_{arr} = 0,000$ m		$P_{paga}^{tudo} = 0$ kN																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
COMB.		Fx	Fz	Fy	Mx	Mz	mag. arr. PP ($\sigma_{adm} = 0$)	dx	dz	Bx	Bz	H	radim	Terço Central	Tensões no terreno			Verificação ao Conte				Verificação ao Puncamento				Verificação a 20"				Armaduras - Cálculo à flexão																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
		kN	kN	kN	kNm	kNm		m	m	m	m	m	m	kPa	ref	Verif	% Sapata sobre Tabelas de Mentoria	Vsdz kN	Vsdz kN	Vcdz kN	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN	Ved m	Verif	Ved kN

ANEXO D

S3																																				
BETÃO	B35	$\sigma'_{Tensão\ max} = \frac{P}{A_{so}}$		30	σ_c	$\sigma'_{Tensão\ max} = \frac{P}{A_{so}}$		20	σ_c																											
	AÇO	A500																																		
$F_{cd} = \frac{F_{Ed}}{\gamma_F}$		20 MPa		$\sigma_{adm} = \frac{F_{Ed}}{A_{so}}$		3,0 MPa		0,85 MPa																												
$H_{base} = 0,000$		m		$P_{base\ max} = 0$		kN																														
COMB		Fx	Fz	Fy	Mx	My	Mz	$\sigma_{adm} / \sigma_{fct,tk}$		Terço Central		Tensões no terreno		Verificação ao Corte		Verificação a "v"		Verificação a "2u"		Armaduras - Cálculo à flexão																
43/12 (C)	08	-29	922,5	3,2	1,6	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	183,2	OK	OK	100%	169,0	277,3	408,7	505,0	OK	1182,1	5280,0	OK	376,0	637,4	OK	7,9	316,7	OK	86,7	120,0	0,021	5,22	81	1,0
43/13 (C)	01	-7,4	896,6	9,3	0,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	173,3	OK	OK	100%	167,7	260,9	408,7	505,0	OK	1184,8	5280,0	OK	376,9	637,4	OK	7,9	316,7	OK	86,1	121,3	0,021	5,27	81	1,0
43/16 (C)	-0,5	-28,0	846,3	3,7	-1,0	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	173,3	OK	OK	100%	159,7	262,8	408,7	505,0	OK	1118,8	5280,0	OK	355,9	637,4	OK	7,4	316,7	OK	81,9	113,7	0,019	4,93	81	1,0
43/17 (C)	-1,2	-3,0	845,0	4,1	-2,3	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	113,6	OK	OK	100%	160,1	262,7	408,7	505,0	OK	1116,3	5280,0	OK	355,7	637,4	OK	7,4	316,7	OK	82,1	113,7	0,019	4,93	81	1,0
43/18 (C)	-1,3	-1,1	504,4	1,7	-2,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	113,6	OK	OK	100%	105,2	171,2	408,7	505,0	OK	731,8	5280,0	OK	232,8	637,4	OK	4,9	316,7	OK	53,9	74,1	0,013	3,20	81	1,0
43/19 (C)	-2,0	-1,3	503,1	2,1	-3,5	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	113,9	OK	OK	100%	105,6	171,2	408,7	505,0	OK	731,7	5280,0	OK	232,8	637,4	OK	4,9	316,7	OK	54,1	74,1	0,013	3,20	81	1,0
43/20 (C)	-1,8	-3,6	843,7	5,6	-3,4	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	173,4	OK	OK	100%	160,4	262,3	408,7	505,0	OK	1118,6	5280,0	OK	355,8	637,4	OK	7,4	316,7	OK	82,2	113,9	0,020	4,94	81	1,0
43/21 (C)	-0,5	-2,5	847,9	2,9	-1,0	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	173,4	OK	OK	100%	159,9	262,7	408,7	505,0	OK	1118,9	5280,0	OK	355,8	637,4	OK	7,4	316,7	OK	82,0	113,7	0,019	4,94	81	1,0
43/22 (C)	-2,5	-1,9	501,7	3,5	-4,6	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	113,3	OK	OK	100%	105,9	171,8	408,7	505,0	OK	731,8	5280,0	OK	232,9	637,4	OK	4,9	316,7	OK	53,7	74,3	0,013	3,20	81	1,0
43/23 (C)	-0,9	-0,5	585,7	0,2	-1,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	113,3	OK	OK	100%	105,9	171,8	408,7	505,0	OK	731,8	5280,0	OK	232,9	637,4	OK	4,9	316,7	OK	53,7	74,3	0,013	3,20	81	1,0
43/24 (C)	0,7	0,1	814	0,6	1,5	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	26,7	OK	OK	100%	26,0	38,5	408,7	505,0	OK	168,8	5280,0	OK	54,5	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,7	17,3	0,003	0,71	81	1,0
43/26 (C)	0,7	0,6	91	1,2	0,9	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	26,9	OK	OK	100%	26,3	38,5	408,7	505,0	OK	168,8	5280,0	OK	54,8	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,3	16,7	0,003	0,71	81	1,0
43/29 (C)	-0,4	-0,5	-5,4	-1,0	-0,7	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	24,2	OK	OK	100%	22,4	36,4	408,7	505,0	OK	152,2	5280,0	OK	49,4	637,4	OK	1,0	316,7	OK	11,5	15,7	0,003	0,67	81	1,0
43/31 (C)	0,8	0,6	9,6	1,2	1,6	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	27,0	OK	OK	100%	25,2	40,4	408,7	505,0	OK	172,6	5280,0	OK	55,0	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,9	17,5	0,003	0,75	81	1,0
43/34 (C)	1,5	0,8	16,5	1,5	2,9	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	28,7	OK	OK	100%	26,9	42,3	408,7	505,0	OK	181,9	5280,0	OK	57,9	637,4	OK	1,2	316,7	OK	13,7	18,3	0,003	0,78	81	1,0
43/35 (C)	0,8	0,1	8,1	0,2	1,5	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	29,0	OK	OK	100%	25,0	39,6	408,7	505,0	OK	171,1	5280,0	OK	54,4	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,8	17,2	0,003	0,73	81	1,0
43/37 (C)	0,7	-1,0	-10,3	-1,9	-1,4	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	23,6	OK	OK	100%	21,9	35,4	408,7	505,0	OK	153,5	5280,0	OK	47,9	637,4	OK	1,0	316,7	OK	13,8	18,5	0,003	0,79	81	1,0
43/38 (C)	1,5	1,2	18,6	2,3	3,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	29,2	OK	OK	100%	27,3	43,2	408,7	505,0	OK	184,6	5280,0	OK	58,8	637,4	OK	1,2	316,7	OK	13,9	18,6	0,003	0,80	81	1,0
45/12 (C)	-10,2	-2,3	1204,8	2,3	-13,9	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	239,6	OK	OK	100%	224,2	356,1	408,7	505,0	OK	154,0	5280,0	OK	488,1	637,4	OK	10,2	316,7	OK	114,4	154,3	0,026	6,74	81	1,0
45/13 (C)	-14,2	-7,5	124,2	9,4	-18,2	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	55,3	OK	OK	100%	52,6	77,3	408,7	505,0	OK	323,6	5280,0	OK	103,4	637,4	OK	2,2	316,7	OK	26,2	33,0	0,006	1,41	81	1,1
45/16 (C)	-12,4	-2,5	1194,4	3,4	-17,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	239,0	OK	OK	100%	224,2	354,1	408,7	505,0	OK	156,0	5280,0	OK	485,6	637,4	OK	10,1	316,7	OK	114,3	153,3	0,026	6,70	81	1,0
45/17 (C)	-13,0	-2,9	1194,9	4,1	-18,2	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	239,7	OK	OK	100%	224,8	354,7	408,7	505,0	OK	157,7	5280,0	OK	486,2	637,4	OK	10,2	316,7	OK	114,6	153,5	0,026	6,71	81	1,0
45/18 (C)	-5,9	-0,9	705,2	1,6	-8,4	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	150,5	OK	OK	100%	140,8	224,0	408,7	505,0	OK	964,6	5280,0	OK	306,9	637,4	OK	6,4	316,7	OK	71,9	97,0	0,017	4,20	81	1,0
45/19 (C)	-6,5	-1,3	705,6	2,3	-9,6	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	151,2	OK	OK	100%	141,4	224,6	408,7	505,0	OK	968,4	5280,0	OK	307,5	637,4	OK	6,4	316,7	OK	72,2	97,3	0,017	4,21	81	1,0
45/20 (C)	-13,1	-3,6	1195,9	5,8	-15,2	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	238,9	OK	OK	100%	223,9	356,1	408,7	505,0	OK	155,2	5280,0	OK	486,0	637,4	OK	10,2	316,7	OK	114,2	154,1	0,026	6,73	81	1,0
45/21 (C)	-12,8	-2,3	1193,7	2,7	-17,8	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	238,9	OK	OK	100%	224,4	353,4	408,7	505,0	OK	157,2	5280,0	OK	486,3	637,4	OK	10,1	316,7	OK	114,4	153,1	0,026	6,69	81	1,0
45/22 (C)	-6,6	-2,0	706,7	4,0	-9,9	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	151,9	OK	OK	100%	141,7	226,0	408,7	505,0	OK	968,3	5280,0	OK	308,1	637,4	OK	6,4	316,7	OK	72,3	97,8	0,017	4,23	81	1,0
45/23 (C)	-5,8	-0,2	704,2	-0,1	-8,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	149,8	OK	OK	100%	140,5	222,6	408,7	505,0	OK	963,0	5280,0	OK	306,4	637,4	OK	6,4	316,7	OK	71,8	96,5	0,017	4,18	81	1,0
45/47 (C)	0,3	0,5	1,4	1,0	0,8	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	25,3	OK	OK	100%	23,5	38,1	408,7	505,0	OK	162,9	5280,0	OK	51,8	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,0	16,5	0,003	0,70	81	1,0
45/48 (C)	0,2	0,1	-0,4	0,2	0,6	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	24,9	OK	OK	100%	23,1	37,4	408,7	505,0	OK	160,4	5280,0	OK	51,8	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,1	16,8	0,003	0,69	81	1,0
45/49 (C)	0,3	0,8	3,2	1,5	0,5	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	25,7	OK	OK	100%	23,7	38,8	408,7	505,0	OK	164,9	5280,0	OK	52,5	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,1	16,8	0,003	0,72	81	1,0
45/50 (C)	-0,1	-0,7	-2,9	-1,2	-0,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	24,4	OK	OK	100%	22,5	37,1	408,7	505,0	OK	157,8	5280,0	OK	50,2	637,4	OK	1,0	316,7	OK	11,5	16,0	0,003	0,68	81	1,0
45/51 (C)	0,3	0,8	3,1	1,5	0,7	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	25,7	OK	OK	100%	23,7	38,7	408,7	505,0	OK	164,9	5280,0	OK	52,5	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,2	16,8	0,003	0,72	81	1,0
45/54 (C)	0,7	1,0	2,8	1,9	1,5	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC	24,0	OK	OK	100%	24,0	38,8	408,7	505,0	OK	165,2	5280,0	OK	52,6	637,4	OK	1,1	316,7	OK	12,3	16,8	0,003	0,72	81	1,0
45/55 (C)	0,5	0,1	0,7	0,3	1,1	1	0,50	0,30	2,30	250	250	TC																								

DESENHOS ESTRUTURAIS

[illegible]

Figura 135 - Verificações de segurança sapata S4 (parte 1/3)

ANEXO D

S4																																					
BETÃO	B35	9 ^o Grupo S4=		30																																	
AÇO	A500	Y _{lim} =		20	440mm ²																																
F _{td} =		20 MPa	E _{sp} =		210 MPa																																
F _{yd} =		435 MPa	σ _l =		0,85 MPa																																
H _{lim} =		0,000 m	PP _{liga aço} =		0	kN																															
COMB	Ex	Fz	Fy	Mx	Mz	M _{max} / pp / sim=0 /																															
	kN	kN	kN	kNm	kNm																																
44211/2 (C)	-0,55	10,25	361,15	-14,61	-0,75	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	147,2	OK	OK	100%	80,7	91,2	457,3	457,3	OK	905,4	5280,0	OK	99,9	637,4	OK	-48,3	318,7	OK	39,5	43,7	0,007	1,87	8,1	1,0
44211/3 (C)	-0,62	10,18	376,69	-14,32	-0,94	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	152,0	OK	OK	100%	83,6	93,8	457,3	457,3	OK	922,2	5280,0	OK	103,2	637,4	OK	-70,5	318,7	OK	40,9	45,0	0,008	1,93	8,1	1,0
44211/6 (C)	-0,6	8,4	334,24	-11,32	-0,9	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	136,7	OK	OK	100%	75,9	83,9	457,3	457,3	OK	471,4	5280,0	OK	93,1	637,4	OK	-40,7	318,7	OK	37,1	40,4	0,007	1,73	8,1	1,0
44211/7 (C)	-0,7	8,08	334,43	-10,58	-1,13	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	136,5	OK	OK	100%	76,1	83,5	457,3	457,3	OK	470,7	5280,0	OK	92,9	637,4	OK	-43,6	318,7	OK	37,2	40,2	0,007	1,72	8,1	1,0
44211/8 (C)	-0,34	4,13	194,57	-5,24	-0,56	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	88,9	OK	OK	100%	50,2	53,9	457,3	457,3	OK	308,1	5280,0	OK	61,0	637,4	OK	-41,7	318,7	OK	24,6	26,1	0,004	1,11	8,1	1,0
44211/9 (C)	-0,44	3,81	194,76	-4,5	-0,79	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	88,7	OK	OK	100%	50,4	53,5	457,3	457,3	OK	308,4	5280,0	OK	60,8	637,4	OK	-41,6	318,7	OK	24,7	25,9	0,004	1,11	8,1	1,0
44212/0 (C)	-0,7	7	335,27	-8,33	-1,14	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	135,2	OK	OK	100%	76,2	82,1	457,3	457,3	OK	468,8	5280,0	OK	92,5	637,4	OK	-43,2	318,7	OK	37,3	39,6	0,007	1,70	8,1	1,0
44212/1 (C)	-0,66	9,08	333,6	-12,67	-1,04	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	137,5	OK	OK	100%	75,9	84,8	457,3	457,3	OK	475,5	5280,0	OK	93,3	637,4	OK	-43,8	318,7	OK	37,1	40,7	0,007	1,74	8,1	1,0
44212/2 (C)	-0,45	2,73	195,6	-2,26	-0,79	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	87,4	OK	OK	100%	50,6	52,1	457,3	457,3	OK	306,5	5280,0	OK	60,4	637,4	OK	-41,3	318,7	OK	24,7	25,3	0,004	1,08	8,1	1,0
44212/3 (C)	-0,34	5,21	193,73	-7,48	-0,56	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	90,1	OK	OK	100%	50,1	55,3	457,3	457,3	OK	311,5	5280,0	OK	61,4	637,4	OK	-41,4	318,7	OK	24,5	26,6	0,005	1,14	8,1	1,0
44214/7 (C) CC	0,1	0,52	0,34	1,09	0,22	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,2	OK	OK	100%	14,6	14,9	457,3	457,3	OK	87,6	5280,0	OK	17,4	637,4	OK	-11,9	318,7	OK	7,2	7,3	0,001	0,31	8,1	1,0
44214/8 (C) CC	0,08	-0,03	0,04	-0,04	0,19	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	24,7	OK	OK	100%	14,6	14,5	457,3	457,3	OK	87,6	5280,0	OK	17,2	637,4	OK	-11,8	318,7	OK	7,1	7,1	0,001	0,30	8,1	1,0
44214/9 (C) CC	0,06	0,09	0,04	0,04	0,11	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,5	OK	OK	100%	14,6	15,3	457,3	457,3	OK	88,1	5280,0	OK	17,6	637,4	OK	-12,0	318,7	OK	7,2	7,4	0,001	0,32	8,1	1,0
44215/0 (C) CC	0	-0,84	-0,43	-1,72	0,01	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,5	OK	OK	100%	14,7	15,0	457,3	457,3	OK	88,3	5280,0	OK	17,4	637,4	OK	-11,9	318,7	OK	7,0	7,3	0,001	0,31	8,1	1,0
44215/1 (C) CC	0,1	0,95	0,52	1,95	0,21	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,5	OK	OK	100%	14,7	15,3	457,3	457,3	OK	88,3	5280,0	OK	17,6	637,4	OK	-12,1	318,7	OK	7,2	7,4	0,001	0,32	8,1	1,0
44215/4 (C) CC	0,2	1,01	0,66	2,14	0,43	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	24,8	OK	OK	100%	14,9	15,4	457,3	457,3	OK	87,9	5280,0	OK	17,3	637,4	OK	-11,8	318,7	OK	7,3	7,5	0,001	0,32	8,1	1,0
44215/5 (C) CC	0,17	-0,06	0,09	-0,07	0,37	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,8	OK	OK	100%	14,7	14,5	457,3	457,3	OK	87,9	5280,0	OK	17,3	637,4	OK	-11,8	318,7	OK	7,2	7,1	0,001	0,31	8,1	1,0
44215/6 (C) CC	0,11	1,93	1,06	3,98	0,22	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	26,4	OK	OK	100%	14,8	16,1	457,3	457,3	OK	91,3	5280,0	OK	18,0	637,4	OK	-12,3	318,7	OK	7,2	7,8	0,001	0,33	8,1	1,0
44215/7 (C) CC	0	-1,64	-0,84	-3,36	0,02	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,5	OK	OK	100%	14,3	15,6	457,3	457,3	OK	88,8	5280,0	OK	17,5	637,4	OK	-12,0	318,7	OK	7,0	7,5	0,001	0,32	8,1	1,0
44215/8 (C) CC	0,19	1,95	1,02	3,81	0,41	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	26,5	OK	OK	100%	14,9	16,1	457,3	457,3	OK	91,2	5280,0	OK	18,0	637,4	OK	-12,3	318,7	OK	7,3	7,7	0,001	0,33	8,1	1,0
44231/2 (C)	-0,68	13,91	440,59	-20,17	-0,87	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	175,8	OK	OK	100%	95,2	109,8	457,3	457,3	OK	600,5	5280,0	OK	121,4	637,4	OK	-80,3	318,7	OK	47,9	53,4	0,009	2,29	8,1	1,1
44231/3 (C)	-0,76	13,54	453,77	-19,23	-1,23	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	159,1	OK	OK	100%	87,3	98,5	457,3	457,3	OK	546,5	5280,0	OK	108,0	637,4	OK	-73,8	318,7	OK	42,7	47,2	0,008	2,03	8,1	1,0
44231/4 (C)	-0,48	11,17	393,47	-14,12	-1,08	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	157,4	OK	OK	100%	86,7	97,1	457,3	457,3	OK	541,0	5280,0	OK	106,9	637,4	OK	-73,1	318,7	OK	42,4	46,6	0,008	2,00	8,1	1,0
44231/7 (C)	-0,22	5,65	223,71	-6,74	-0,54	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	97,4	OK	OK	100%	55,5	60,5	457,3	457,3	OK	338,2	5280,0	OK	67,8	637,4	OK	-46,4	318,7	OK	27,2	29,2	0,005	1,25	8,1	1,0
44231/8 (C)	-0,24	5,32	219,91	-5,67	-0,72	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	155,2	OK	OK	100%	54,9	59,2	457,3	457,3	OK	338,2	5280,0	OK	66,7	637,4	OK	-45,6	318,7	OK	26,9	28,6	0,005	1,22	8,1	1,0
44232/0 (C)	-0,44	9,49	394,65	-10,42	-0,99	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	156,2	OK	OK	100%	86,9	94,8	457,3	457,3	OK	537,6	5280,0	OK	106,1	637,4	OK	-72,6	318,7	OK	42,5	45,7	0,008	1,96	8,1	1,0
44232/1 (C)	-0,48	12,71	392,35	-17,51	-1,07	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	95,3	OK	OK	100%	86,5	99,2	457,3	457,3	OK	534,8	5280,0	OK	107,6	637,4	OK	-73,6	318,7	OK	42,3	47,4	0,008	2,03	8,1	1,1
44232/2 (C)	-0,2	3,64	221,09	-1,96	-0,63	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	101,2	OK	OK	100%	55,0	56,8	457,3	457,3	OK	347,0	5280,0	OK	66,0	637,4	OK	-45,1	318,7	OK	26,9	27,7	0,005	1,18	8,1	1,0
44232/3 (C)	-0,26	7,33	222,53	-10,45	-0,63	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,5	OK	OK	100%	14,7	15,2	457,3	457,3	OK	89,2	5280,0	OK	17,6	637,4	OK	-12,0	318,7	OK	7,2	7,4	0,001	0,32	8,1	1,0
44234/7 (C) CC	0,15	0,8	0,46	1,79	0,33	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	24,7	OK	OK	100%	14,6	14,4	457,3	457,3	OK	87,7	5280,0	OK	17,3	637,4	OK	-11,8	318,7	OK	7,2	7,1	0,001	0,30	8,1	1,0
44234/8 (C) CC	0,12	-0,04	0	-0,03	0,29	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	26,1	OK	OK	100%	14,7	15,9	457,3	457,3	OK	90,7	5280,0	OK	17,9	637,4	OK	-12,2	318,7	OK	7,2	7,7	0,001	0,33	8,1	1,0
44235/0 (C) CC	0	-1,28	-0,71	-2,76	0,02	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	25,3	OK	OK	100%	14,3	15,4	457,3	457,3	OK	88,6	5280,0	OK	17,5	637,4	OK	-11,9	318,7	OK	7,0	7,4	0,001	0,32	8,1	1,0
44235/1 (C) CC	0,14	1,45	0,81	3,15	0,32	1	0,40	0,40	1,80	1,80	0,60	250	TC	26,5	OK	OK	100%	14,8	15,8	457,3	457,3	OK	90,5	5280,0	OK	17,9	637,4	OK	-12,3	318,7	OK	7,3	7,6	0,001	0,33	8,1	1,0
44235/4 (C) CC	0,29	1,57	0,9	3,5	0,65	1	0,40	0,40	1																												

S4		B35		B35		A500		30		20		°		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²	
----	--	-----	--	-----	--	------	--	----	--	----	--	---	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--	-------------------	--

[illegible]

Figura 139 - Verificações de segurança sapata S5 (parte 2/2)

DESENHOS ESTRUTURAIS

S6									
BETAO		B35		δ _{limite flexão}		30		°	
AÇO		A500		V _{lim}		20		kN/m³	
Fcd=		20		MPa		2.9		MPa	
Fsyd=		435		MPa		0.85		MPa	
H _{base} =		0.000		m		PP _{base flexão}		0 0 kN	
Fz		Fy		Mz		Mx		Mz	
kN		kN		kNm		kNm		kNm	
dx		dz		Bx		Bz		H	
m		m		m		m		m	
e _{adm}		e _{adm}		e _{adm}		e _{adm}		e _{adm}	
kPa		kPa		kPa		kPa		kPa	
Verif		Verif		Verif		Verif		Verif	
%		%		%		%		%	
Sapata Activa		Sapata Activa		Sapata Activa		Sapata Activa		Sapata Activa	
- Tabelas de		- Tabelas de		- Tabelas de		- Tabelas de		- Tabelas de	
Montoya		Montoya		Montoya		Montoya		Montoya	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y		Vsd _y	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z		Vsd _z	
kN		kN		kN		kN		kN	
Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x		Vsd _x	
kN		kN		kN					

Figura 141- Verificações de segurança sapata S6 (parte 2/3)

S7														
BETÃO	B35	$\sigma_{tensão}^{max} = \frac{M_z}{I_{y_{max}}}$		30	°									
AÇO	A500	$\sigma_{tensão}^{max} = \frac{M_z}{I_{y_{max}}}$		20	kN/m ³									
		Fcd=	20 MPa	$\sigma_{tensão} = \frac{M_z}{I_{y_{max}}}$		2,9 MPa								
		Fyd=	435 MPa	$\sigma_{tensão} = \frac{M_z}{I_{y_{max}}}$		0,85 MPa								
		H_{base}	0,000 m	$P_{base}^{max} =$		0 kN								
COMB.	Fx	Fz	Fy	Mx	Mz	regulac	H	Bz	Bx	dz	dx	dy	dy	dy
172/13 (C)	-6,09	-65,14	266,98	47,97	3,59	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	96,1	OK
172/13 (C)	-21,6	-46,91	227,17	45,74	1,55	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	99,2	OK
172/16 (C)	2,22	-72,28	250,13	50,15	4,94	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	96,2	OK
172/17 (C)	-1,49	-72,43	241,2	53,8	4,94	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	94,5	OK
172/18 (C)	4,71	-45,49	195,95	30,3	3,51	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	89,9	OK
172/19 (C)	1	-45,64	147,02	35,95	3,5	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	101,6	OK
172/20 (C)	7,23	-53,63	235,95	67,29	7,5	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	90,7	OK
172/21 (C)	-4,13	-56,27	253	40,14	3,06	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	75,3	OK
172/22 (C)	9,72	-57,04	141,36	47,44	6,06	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	63,8	OK
172/23 (C)	-4,01	-24,09	161,6	16,81	0,95	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	32,9	OK
172/24 (C)	10,01	14,42	26,63	6,35	1,55	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	31,4	OK
172/24 (C)	6,16	3,69	23,47	-1,57	0,34	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	30,0	OK
172/24 (C)	8,85	-20,6	12,79	13,91	2,31	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	27,2	OK
172/25 (C)	-4	-15,17	2,24	-12,48	-1,74	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	32,8	OK
172/51 (C)	10,33	20,05	25,6	13,41	2,24	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	40,9	OK
172/54 (C)	19,72	28,3	52,46	12,39	3,05	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	38,0	OK
172/55 (C)	12,13	7,39	46,24	-2,97	0,69	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	35,2	OK
172/56 (C)	17,43	40,2	25,16	27,02	4,51	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	29,6	OK
172/57 (C)	-7,87	-29,49	4,45	-24,19	-3,59	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	29,6	OK
172/58 (C)	20,34	39,15	50,43	26,03	4,37	1	0,30	0,60	1,80	2,80	0,60	0,50	40,7	OK

Diagrama de uma sapata isolada com dimensões: largura total Bx, largura útil Bz, profundidade H, e distâncias dx, dz, dy. O diagrama mostra a sapata com uma base retangular e uma seção transversal indicada por uma seta vermelha. As dimensões são indicadas por linhas tracejadas e setas.

Figura 143 - Verificações de segurança sapata S7

DESENHOS ESTRUTURAIS

[illegible]

Figura 145 - Verificações de segurança sapata S8 (Parte 2/2)

DESENHOS ESTRUTURAIS

[illegible]

Figura 147 - Verificações de segurança sapata MS1B

ANEXO D

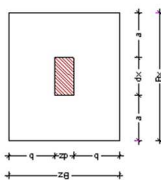
MS1C																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
BETÃO	935	σ ^o _{tenso/máx}		30	°	V _{tenso}		20	kN/m ³																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
AÇO	A500	V _{tenso}		20	kN/m ³																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
Fcd=	20	MPa	fctm=	2.9	MPa																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
Fsyd=	435	MPa	σ _{ts} =	0.85	MPa																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
H _{max} =	0.000	m	P _{pag máx}	0	kN																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
Armaduras - Cálculo à tração																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
COMB	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z	PP (σ _{lim} =0.1)	maturo	Verificação ao Puncionamento						Verificação a "v"				Verificação a "vd"																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
									Verif	Verif	% Sapata Activa - Tabelas de Montoria	V _{sdx}	V _{sdx}	V _{cdx}	V _{cdz}	Verif	V _{Ed}	V _{Ed}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif	V _{Ed}	V _{RD}	Verif

Figura 148 - Verificações de segurança sapata MS1C

[illegible]

Figura 149 - Verificações de segurança sapata Pa1

ANEXO D

DESENHOS ESTRUTURAIS

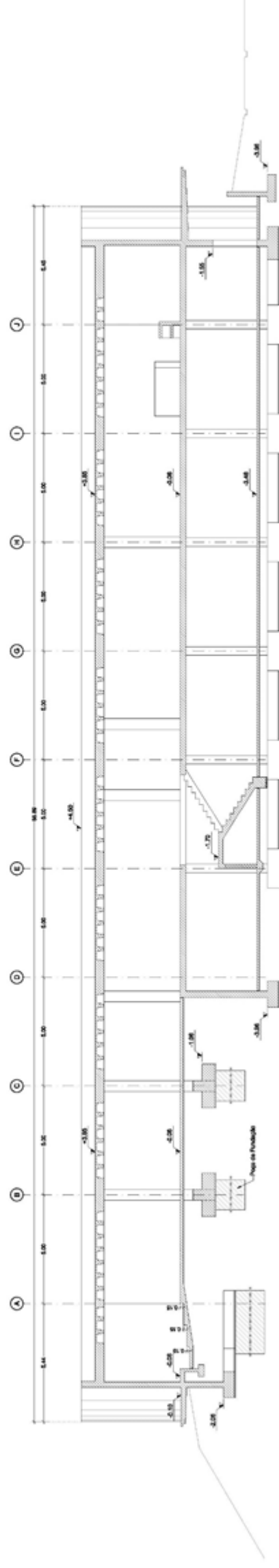
NOTAS PARA EXECUÇÃO

MATERIALS

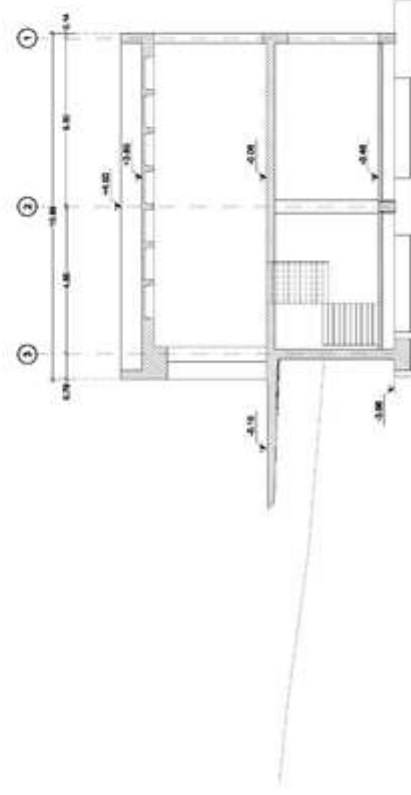
<p>COTAS DE IMPLANTAÇÃO ALTIMÉTRICAS</p> <ul style="list-style-type: none"> - A cota de projeto 0,00 corresponde à cota do terreno +57,16. - Todas as cotas de elevações serão referenciadas às suas dimensões dadas no Projeto de Arquitetura e confirmadas no local de obra. - As cotas e dimensões indicadas nos desenhos referem-se ao loco, excepto quando expressamente indicado. 	<p>TERRENO DE FUNDAÇÃO</p> <ul style="list-style-type: none"> - As sapatas deverão ser fundidas nas zonas resultantes graficas, não podendo ser fundidas em solo de arenito. - Terreno mínima admissível do solo de Fundação = 300%. A tensão característica estabelecida no preloço deverá ser confirmada no local da obra. - No caso de cota inferior das sapatas não mobilizarem um terreno com as características mecânicas acima mencionadas, deverão ser executados os seguintes trabalhos: <ul style="list-style-type: none"> - Escavação para obtenção de uma camada homogênea de areia média, até uma altura máxima de 2,0m. Para alturas superiores devem ser consultados o Regulamento e o Regioe Bombar. - A inclinação dos taludes de escavação para execução das fundações deverá ser ajustada em função das características do terreno encontrado. 	<p>ESTRIBOS E CINTAS</p> <div style="text-align: right;"> </div> <ul style="list-style-type: none"> - Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem sem gancho a 130º segundo o seguinte: 	<p>EMENDAS POR SOBREPÓSICAO EM PILARES, PAREDES E MUROS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Os varões verticais devem ser emendados à mesma profundidade e as emendas devem ser feitas (comp. de emenda) a 100%. - A secção das varões encaixados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade de armadura, quando estes for constituída por arcos de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem estar afastadas pelo menos 1,5 vezes o comprimento da armação. - Quando se trata de barras horizontais, estas devem ter entre si uma distância igual ou superior a 1,3 vezes o comprimento da armação. 	<p>EMENDAS POR SOBREPÓSICAO EM LAJES E VIGAS</p> <ul style="list-style-type: none"> - As armaduras inferiores devem ser emendadas a meio do vão (para de armação -50%). - As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os apoios (para de armação +50%).
<p>NOTAS GERAIS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Este Projecto deverá ser compatibilizado com o Projecto de Execução de Arquitectura e estruturas Especializadas. - A execução das instalações deverão ser realizadas de acordo com as respectivas Especificações Técnicas e o Regulamento de Edificações. - Para definição de acabamentos deverá ser consultado o Projecto de Acabamentos. 	<p>APLICACAO DO PRE-ESTRESSADO</p> <ul style="list-style-type: none"> - O empreiteiro deverá apresentar projecto específico de pré-tensão de concreto e diagrama detalhado do levantamento de aplicação de pré-estresse bem como a metodologia de controle de forças induzidas nos cabos. <p>VAZAMENTOS E REDES TÉCNICAS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Antes de cada betoneira, o empreiteiro deverá assegurar-se junto da fiscalização a coordenação de obras de que não existam redes técnicas ou vazamentos a invadir nos elementos a betonar. - O posicionamento e alinhamento dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de Arquitectura e confirmados com os projectos das diversas especialidades. <p>INCORPORACAO DE ELEMENTOS METÁLICOS</p>	<p>Antes de cada betoneira deverá ser assegurado que foram instalados todos os elementos metálicos necessários para a execução da estrutura metálica.</p> <p>Para o efeito deverão ser consultados os desenhos de estrutura metálica.</p> <p>IMPERMEABILIZACAO DE SUPERFÍCIES ENTERRADAS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fecho aderido com betão-grau em todas as superfícies de fundação ou enterradas. - Todas as superfícies de betão em contacto com o terreno e todas das muros de suporte deverão ser pintados com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa do tipo ECRT catódica, de rotura rápida. 	<p>Junta de Betoneira</p> <p>Muros de Suporte</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Atenuar no Tecto; - O sistema parafuso está ancorado de acordo com a respectiva especificação técnica devendo garantir um ângulo de atrito interno de 30°. - Drenagem; - Desaguar no tanque a definir de acordo com o Projecto de Instalações Hidráulicas.

[illegible][illegible]


Corte Longitudinal A-A
Esc. 1:102



Coria Transvonal 8-8
Ene. 1.100



NOTAS GERAIS:
Para notas gerais relativas a Material e a Execução dos Trabalhos deverá ser consultado o documento A-5502.P.02.43.22.01

REV	DESCRIÇÃO	DATA	DE	VALOR	REV	DESCRIÇÃO	DATA	DE	VALOR
	CONTADOR EXTERNO					CONTADOR EXTERNO			
	 <p>FASE Engenharia e Construção, S.A. <small>Engenharia e Construção, S.A. inscrita no N.º 120 371 623 da T.J. de Lisboa</small></p>			10/1/2015		<p>CONTADOR EXTERNO</p> <p>46509.FL.PE.01.030004</p>			
	DESCRIÇÃO	Controlo de Produção de Lapa de Rolo				DESCRIÇÃO	Lapa de Rolo		
		FIMOS OQUES AUTOMATIZADAS					FIMOS OQUES AUTOMATIZADAS		
		MONTAGEM DE FORÇADO					MONTAGEM DE FORÇADO		
		Cortex Estalada					Cortex Estalada		
		data	realizado	verificado			data	realizado	verificado
		2015.05.13	15:00				2015.05.13	15:00	

